

# DEUTSCHE BAUZEITUNG

## MITTEILUNGEN ÜBER ZEMENT, BETON- UND EISENBETONBAU

\*\*\*\*\*  
UNTER MITWIRKUNG DES VEREINS DEUTSCHER PORTLAND-  
CEMENT-FABRIKANTEN UND DES DEUTSCHEN BETON-VEREINS

IX. JAHRGANG 1912.

NO. 7.

### Der Neubau der Arndtstraßen-Ueberführung in Königsberg i. Pr.

Von Stadtbauinspektor Ernst Schönwald in Königsberg i. Pr.

Hierzu die Abbildungen Seite 52 und 53.



uf dem rechten Ufer des unteren Pregel, außerhalb der alten Festungswälle Königsbergs, hat sich im Laufe der Zeit neben vielen Lagerplätzen, der städtischen Gasanstalt und dem Elektrizitätswerk eine Reihe industrieller Betriebe, wie die Steinfurtsche Waggonfabrik, der große Getreidespeicher der Königs-

berger Lagerhaus - Aktiengesellschaft, die Königsberger Walzmühle und die Königsberger Zellstoff-Fabrik angesiedelt. Die einzige Fahrverbindung dieser Betriebe mit der Stadt ist der Holsteiner-Damm, der für den Verkehr nur eine unzureichende Breite von 6—8 m hat. Durch den an vielen Lös- und Ladestellen sich abwickelnden Hafenbetrieb wird der Straßenverkehr noch dazu stark behindert. Die Fluchtlinien für den Holsteiner-Damm sehen deshalb Breiten bis zu 23 m vor und außerdem eine Verbindung mit der oberen Außenstadt in der Verlängerung der Arndt-Straße, die im Hinblick auf die in dem Gartenstadtviertel Rathhof liegenden Wohnstätten und als Zugang zur Haltestelle Rathhof der Pillauer-Bahn, die den sehr lebhaften Verkehr der Arbeiter mit der Stadt vermittelt, nötig ist. (Vergl. den Lageplan, Abbildung 1, S. 52.)

Als die Steinfurtsche Waggonfabrik ihren Betrieb nach dem Holsteiner-Damm hinaus verlegte, war es erforderlich, das durch die Fluchtlinien-Festsetzung in Anspruch genommene Gelände im Wege des Vertrages neben angemessenen Beiträgen der Anlieger in den Besitz der Stadt überzuführen. Zu den Bedingungen des Vertrages gehörte als Leistung der Stadt der Ausbau der Arndt-Straße von der Wiebe-Straße bis zum Holsteiner-Damm. Nach Abschluß der Verhandlungen mit der Eisenbahn wegen der Kreuzung der Pillauer

Bahnstrecke wurde mit den Vorarbeiten für die Ueberführung begonnen.

Es lag zunächst nahe, die Straße als Dammschüttung auszuführen, da die Lage unmittelbar am Wasser eine billige Herbeischaffung des Schüttmaterials gestattete. Hatten aber schon die Erfahrungen beim Auffüllen des benachbarten Fabrikgrundstückes gezeigt, daß sehr beträchtliche Schüttmengen in den weichen Boden versinken, und daß bei dem hohen, bis auf + 8,78 zu führenden Straßendamm mit nicht genau zu übersehenden Schüttmassen und vor allem mit großen Auftreibungen des Moorbodens auf den Nachbargebieten und damit mit großen Entschädigungs-Ansprüchen zu rechnen sei, so wurde die Vermutung durch die inzwischen angestellten Bohrungen bestätigt. Es fand sich bis zu Tiefen von - 17 m schlechter und verdrückbarer Untergrund, der nur nach dem oberen Höhenrand zu besser wurde.

Der Gedanke der Dammschüttung mußte also aufgegeben und dafür der einer Ueberbrückung in Erwägung gezogen werden. Es sollte ein Stück der Straße als Damm nur soweit geführt werden, als man dies ohne Gefahr für die Nachbargrundstücke ausführen zu können glaubte. Es wurde hierfür eine Höhe von + 3,5 angenommen, die eine Brückenkonstruktion noch gestattete, sodaß noch eine rund 200 m lange Strecke zu überbrücken blieb. Als Baustoff wurde Eisen und Eisenbeton in Betracht gezogen und auf Grund von vorläufigen Ermittlungen mit namhaften Firmen beider Baugruppen verhandelt. Trotz der

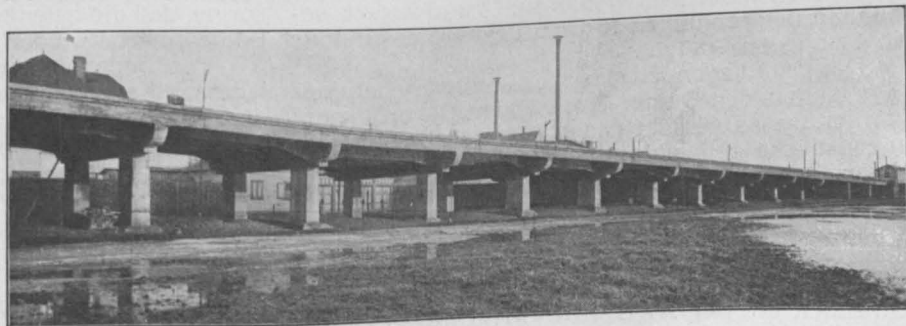


Abbildung 4. Teilansicht der Ueberführung (Kragträger-Konstruktion).

im Jahre 1909 niedrigen Eisenpreise und ohne eine bis ins Einzelne gehende vergleichende Kostenrechnung entschied man sich grundsätzlich für die Ausführung in Eisenbeton, indem hier der Vorteil der billigeren Unterhaltung, die bei der großen Brückenlänge in Eisenbauart recht teuer hätte werden müssen, den Ausschlag gab. Auch für die Ueberführung der Pillauer-Bahn, die auf Wunsch der Eisenbahn-Behörde eine lichte Weite von 32,5 m bekommen sollte, und für die Brücke über die Kaporner-Straße wurde Eisenbeton gewählt.

So ergab sich ein Brückenzug in Eisenbeton, der vom südlichsten bis zum nördlichsten Auflager 251,45 m lang wurde. Die Gründung der Bauwerke konnte nur auf Pfählen und zur Vermeidung unnützer Lasten mit Einzelstützen erfolgen. Unter Verwendung allseitiger Schrägpfähle entstanden abgestumpfte Pfahlpyramiden, die durch einen regelrechten Pfahlrost abgedeckt wurden, um für die Be-

eingereichten Entwurfes, der den inzwischen vorgenommenen Bearbeitungen und den weiter geäußerten Wünschen der Bauverwaltung Rechnung trug, ein Abkommen für die Bauausführung geschlossen. Abbildung 2 nebst den zugehörigen Schnitten in Abbildung 3 gibt die allgemeine Darstellung des Bauwerkes wieder, das außerdem in Abbildung 4 in seiner äußeren Erscheinung dargestellt ist.

Das System der Gerberträger an sich geht ohne weiteres aus der Abbildung hervor. Es handelte sich in der Hauptsache darum, die Gelenkstellen und Auflagerungen so auszubilden, daß man die theoretischen Anforderungen durch die tatsächliche Ausführung erfüllen konnte. Es wurden daher für die verschiebbaren Auflagerstellen gußstählerne Roll-lager gewählt, da man der Auflagerung von Beton auf Beton wegen der großen Reibung die erforderliche Bewegungsmöglichkeit nicht zutraute. Für die Auflagerungen, die nur senkrechte Bewegungen zu-

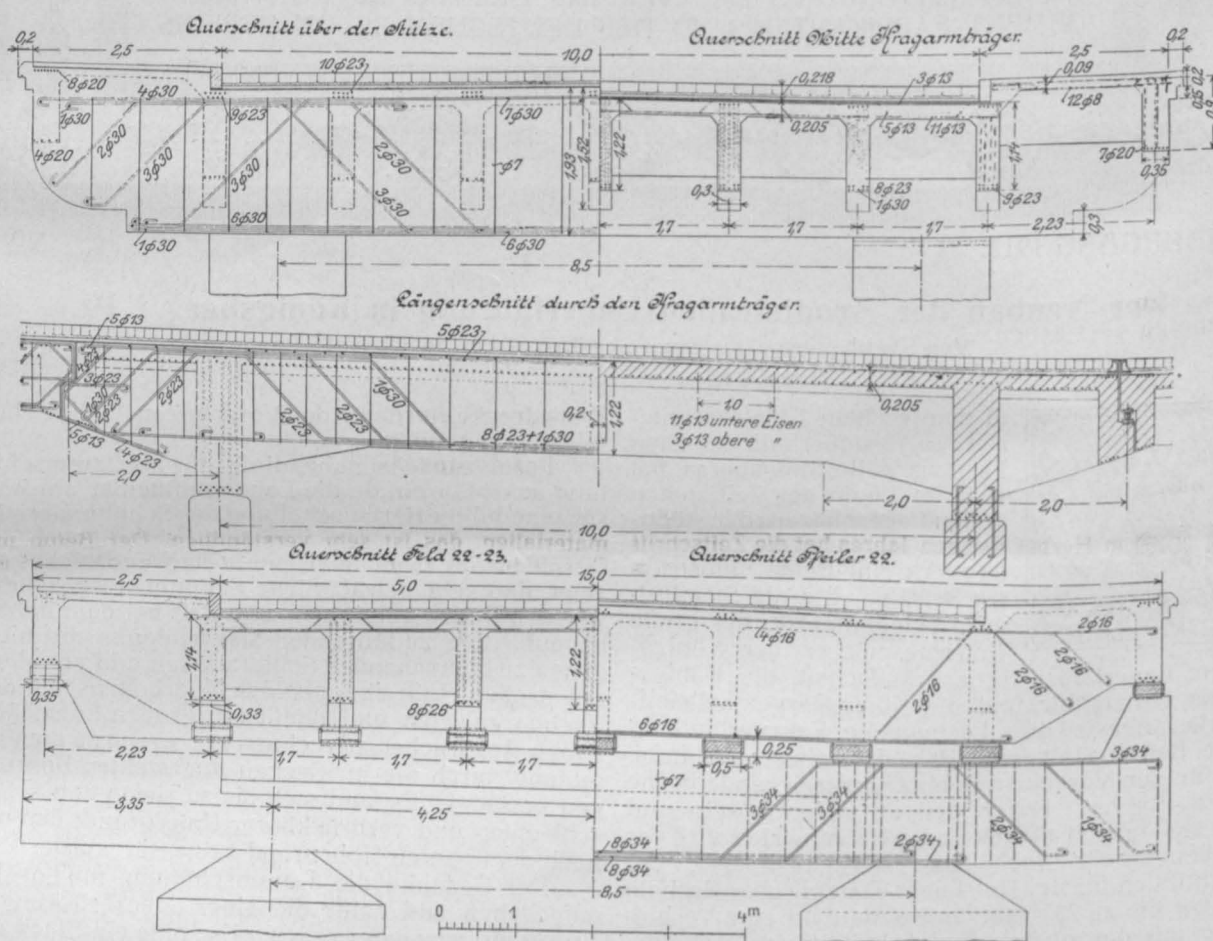


Abbildung 5. Einzelheiten der Konstruktion und der Bewehrung.

tonierung den sicheren Untergrund zu schaffen, der in dem moorigen Boden nicht anders zu erreichen war. Um den Beton nicht unmittelbar mit dem Moorboden in Berührung zu bringen, sollte dieser 0,5 m unter und neben dem Beton-Fundament durch guten Füllboden ersetzt werden. Uebrigens ergab eine Untersuchung keinen Säuregehalt im Grundwasser, so daß man Befürchtungen für den Bestand des Betons nicht zu hegen braucht.

Der grundlegende Gedanke für das System der 200 m langen, den Damm ersetzenden Ueberführung war der, in Anbetracht des unsicheren Baugrundes jede statische Unbestimmtheit in den Auflagerungen zu vermeiden, damit etwaige geringe Veränderungen an den Fundamenten ohne Einfluß auf das Tragwerk selbst bleiben können. Demgemäß wurden Gerbersche Träger gewählt. Nach den von der Bauverwaltung angegebenen leitenden Grundgedanken wurde schließlich mit der Aktiengesellschaft für Beton- und Monierbau in Berlin auf Grund ihres

lassen sollten, wählte man aus ähnlichen Gründen tangentielle Kipplager mit Dorn. Für die Pfeiler wurden feste Stützen und Pendelsäulen gewählt, bei denen die Gelenke in Beton ausgebildet wurden, da man hier die genügende Beweglichkeit zu erreichen hoffte, wenn man nur bei der Ausführung dafür sorgte, daß die gelenkartige Ausbildung nicht durch Einbetonieren wieder aufgehoben wird.

Von Bedeutung war die Ueberdeckung der an jedem Auflager der eingehängten Träger entstehenden Fuge. Das Pflaster und etwaige Straßenbahnschienen ohne Fuge einfach durchzuführen, konnte nicht in Frage kommen, wollte man nicht den ganzen Zweck des Trägersystems aufheben; anderseits mußte es erwünscht sein, mit möglichst wenig Fugen im Pflaster auszukommen. Es wurde mit einem Temperatur-Unterschied von 30° gerechnet, sodaß auf die Stützenentfernung von 10 m eine Verschiebung von  $0,000137 \cdot 1000 \cdot 30 = 0,4 \text{ cm}$  kommt. Man meinte eine Höchstverschiebung auf 4 Feldweiten, also auf



4 · 0,4 = 1,6<sup>cm</sup> zulassen zu können und unterteilte demnach die Länge der Ueberführung in Teile von 40 m.

In jedem solchen Teil ist der eine eingehängte Träger an beiden Enden wagrecht unverschiebbar, der andere nur an einem Ende, während das andere ein Rollenlager hat. Hier wurden die durch das Pilaster gehenden, die Ausdehnung gestattenden Fugen angeordnet, die durch die übliche Riffelblech-Abdeckung auf gußeisernen Stühlen überdeckt wurden. Um möglichst wenig bewegliche Stützen verwenden zu müssen, wurden soviel feste Pfeiler angeordnet, als möglich. In den höheren Teilen der Ueberführung wechseln 2 feste mit 2 beweglichen Pfeilern bei der oben erwähnten Unterteilung ab.

Es war zu beachten, daß zufolge Längenänderung des zwischen den festen Pfeilern liegenden Trägerstückes eine Horizontalkraft entsteht, welche die Pfeiler in Richtung der Brückenachse beansprucht. Die Durchbiegung jeder Stütze ist gleich der halben Längenänderung des Trägers (s. o.), also gleich

$$0,2^{cm} = F = \frac{P \cdot l^3}{3 \cdot E \cdot J}.$$

Bei einer Pfeilerlänge z. B. von 4,29 m bei Pfeiler No. 5, einem Elastizitätsmodul  $E = 140\,000$  und einem Querschnitt von  $120 \cdot 90^{cm^2}$ , dem ein Trägheitsmoment  $J = \frac{120 \cdot 90^3}{12}$  entspricht, wird diese Kraft  $H = \frac{0,2 \cdot 3 \cdot 140\,000 \cdot 120 \cdot 90^3}{429^3 \cdot 12} = 7,75t$ .

Für diesen Schub und die Bremskraft waren die Stützen zu berechnen und demgemäß durch Eiseneinlage zu verstärken. Aus dem obigen Ausdruck der Horizontalkraft ersieht man, daß sie mit dem Niedrigerwerden der Stützen schnell anwächst, so daß die Stützen nicht mehr zweckmäßig für sie aus-

gestaltet werden konnten. Es wurde daher in der Unterstützung gewechselt, derart, daß anstelle zweier fester und zweier beweglicher Stützen eine feste und drei bewegliche Stützen gewählt wurden. Die feste Stütze wird dann nicht mehr durch den Horizontalschub infolge Temperaturänderungen beansprucht, da die Verschiebung durch die Anordnung der Auflagerung der Gerberträger möglich ist, sondern hat nur noch die geringe Bremskraft aufzunehmen.

Diese Anordnung wurde soweit geführt, als es die Höhe des Bauwerkes gestattete, Pendelsäulen auszubilden. Vom Pfeiler No. 19 ab reichte diese Höhe nicht mehr aus, es wurden daher die Einzelstützen der Pfeiler 21 und 22 durch einen starken Querträger verbunden, der die Rollenlager der einzelnen Hauptträger trägt. Ebenso hat das südliche Widerlager, die Rollenlager des Endträgers aufzunehmen.

Die Einzelheiten der konstruktiven Durchbildung sind aus der Abbildg. 5 zu ersehen. Das Prinzip der Einzelstützen bedingte auf jedem Pfeiler einen Querträger, zwischen denen die Hauptlängsträger der Fahrbahn und an den auskragenden Enden der Querträger die Fußwegrandträger liegen. An den Einhängestellen der Koppelträger sind neben der tragenden Nase durchgehende Versteifungsträger in ganzer Trägerhöhe angeordnet. Die Berechnung der Träger und Stützen wurde analytisch in bekannter Weise für eine Dampfwalze von 23 t, daneben Menschengedränge von 400 kg qm und Raddrucke von 3 t unter Berücksichtigung des Winddruckes und der Temperatureinflüsse durchgeführt. Die Ausbildung der Eiseneinlagen bietet an sich nichts Besonderes. Erwähnenswert wäre die Bügeleinlage in den Nasen der eingehängten Träger und der Kragenden (siehe Abbildung 5). —

(Schluß folgt.)

### Technische Erfahrungen bei Bauunfällen.

Auszug aus dem Vortrag, gehalten auf der XV. Hauptversammlung des „Deutschen Beton-Vereins“ zu Berlin 1912.  
Von Reg.-Bmstr. Petry, Direktor des „Deutschen Beton-Vereins“.

**I**m Herbst vorigen Jahres hat die Zeitschrift „Der Deutsche Steinbildhauer, Steinmetz und Steinbruchbesitzer“ einen Bericht eines amerikanischen Fachblattes abgedruckt über einen Durchbruch eines Betondammes in Amerika. Im Anschluß daran hat die deutsche Zeitschrift die Bauunfälle an Beton- und Eisenbetonbauten besprochen und in teilweise unrichtiger Weise beurteilt. In dem Artikel heißt es u. a. wörtlich: „Wenngleich auch die Mißstände infolge der strengen baupolizeilichen Vorschriften und der strengen Kontrolle bei uns lange nicht so schreiende sind wie in Amerika, so kann das Vorhandensein von ähnlichen Kalamitäten mit traurigem Ende doch nicht gelehnet werden, und die Zahl der durch die Betonbauweise verursachten Unglücksfälle, die für die große Unzuverlässigkeit dieser modernen Bauart spricht, ist auch bei uns eine sehr große“.

Es werden sodann eine ganze Reihe von Unfällen in Deutschland, Frankreich und der Schweiz aufgezählt und diese zum Zeugnis aufgerufen für die große Unzuverlässigkeit der Beton- und Eisenbeton-Bauweise.

Wir haben der Zeitschrift sofort entsprechend entgegen und dabei besonders darauf hingewiesen, welche Bedeutung den Unfällen an Beton- und Eisenbetonbauten eigentlich zuzumessen ist. Jedenfalls sei es ganz verkehrt, deshalb von einer Unzuverlässigkeit dieser Bauweise zu sprechen, und die Bedeutung und Entwicklung des Eisenbetons allein schon beweise, daß Beton und Eisenbeton doch etwas mehr seien als mangelhafte Surrogate, wie sie der „Steinbildhauer“ bezeichnet hatte.

Auch die Tageszeitungen haben sich mit den Bauunfällen beschäftigt, freilich wieder in anderer Weise. Die Berichte über solche Unfälle stellten sich öfter als übertrieben oder als ganz unzutreffend heraus, indem es sich mitunter gar nicht um Eisenbetonbauten oder nicht um die endgültigen Konstruktionen sondern nur um Rüstungen handelte. Es erscheint außerordentlich wichtig, in allen derartigen Fällen sofort durch geeignete Gegenberichte die nötige Aufklärung zu bringen und auch öffentlich festzustellen, daß der Eisenbeton durchaus nicht immer die Ursache des Unfalles ist, als welche er so gern hingestellt wird. In diesem Sinne ist auch stets vom Verein verfahren worden.

Daß Unfälle an Beton- und Eisenbetonbauten anfänglich häufiger vorkamen als an Bauten aus anderen Bau-

materialien, das ist sehr verständlich. Der Beton und Eisenbeton ist eben als jüngstes Glied in die Reihe der Baustoffe getreten und mußte ebenso wie die anderen Lehrgeld bezahlen, die Kinderkrankheiten müssen überall durchgemacht werden! Wie sich aber auch bei zunehmendem Alter die Krankheiten nicht ganz verlieren, so treten auch bei den älteren Baumaterialien heute noch Unfälle auf, und sie werden sich nie ganz verlieren.

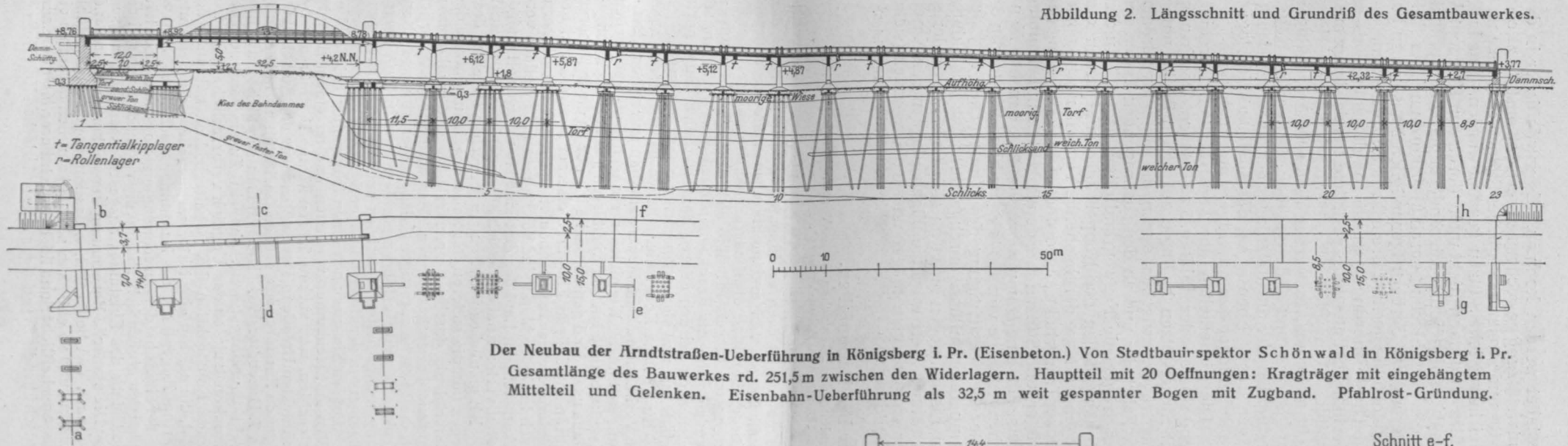
Eine solche Entwicklung haben beispielsweise auch die Verhältnisse beim Mauerwerksbau und reinen Eisenbau genommen. Wie oft lesen wir auch heute noch neben Eisenbetonunfällen von Einstürzen gemauerter Wohngebäude usw. Und dann brauche ich nur an die früheren Jahren so häufigen Einstürze eiserner Bauwerke, insbesondere eiserner Brückenbauten in Amerika zu erinnern. Auch in Deutschland sind solche Einstürze vielfach vorgekommen, im Lauf der Zeit sind sie weniger oft aufgetreten, verloren haben sie sich aber auch heute noch nicht.

Ich glaube, es wird keinem Menschen einfallen, deswegen nun die anderen Bauweisen beziehungsweise das Material als durchaus unzuverlässig und vollkommen unbrauchbar zu bezeichnen. Man wird, wie das natürlich ist, die Ursache derartiger Unfälle in Berechnungs-, Konstruktions- und Ausführungsfehlern oder in der Verwendung mangelhaften Materiales suchen, nicht aber ganz allgemein in der Bauart, in dem System.

Lassen Sie uns noch einen Augenblick bei den Unfällen an Eisenbauten verweilen und an einem Beispiel betrachten, was sie uns lehren können! Einer der bekanntesten Unfälle in Deutschland war der Aufsehen erregende Einsturz des großen Gasbehälters in Hamburg am 7. Dezember 1909. Dabei haben sämtliche Gutachter darin übereingestimmt, daß ein Zusammenbruch der Eisenkonstruktion das Unglück verursacht hat. Die tragende Konstruktion des Behälterbodens hat unter der Last, die auf ihn einwirkte, nachgegeben, die Belastung war im Augenblick des Zusammenbruches wohl etwas größer als die bei der Berechnung angenommene, doch hätte bei den großen Sicherheiten, die vorhanden sein sollten, die Gefahr des Einsturzes ausgeschlossen sein müssen.

Die statische Berechnung war vollkommen einwandfrei nach den behördlichen Bestimmungen durchgeführt worden, und so entspann sich bekanntlich daraufhin ein wissenschaftlicher und höchst fruchtbarer Meinungsaustausch über die Berechtigung der Euler'schen Knickformel,

Abbildung 2. Längsschnitt und Grundriß des Gesamtbauwerkes.



Der Neubau der Arndtstraßen-Ueberführung in Königsberg i. Pr. (Eisenbeton.) Von Stadtbaurispektor Schönwald in Königsberg i. Pr. Gesamtlänge des Bauwerkes rd. 251,5m zwischen den Widerlagern. Hauptteil mit 20 Oeffnungen: Kragträger mit eingehängtem Mittelteil und Gelenken. Eisenbahn-Ueberführung als 32,5 m weit gespannter Bogen mit Zugband. Pfahlrost-Gründung.

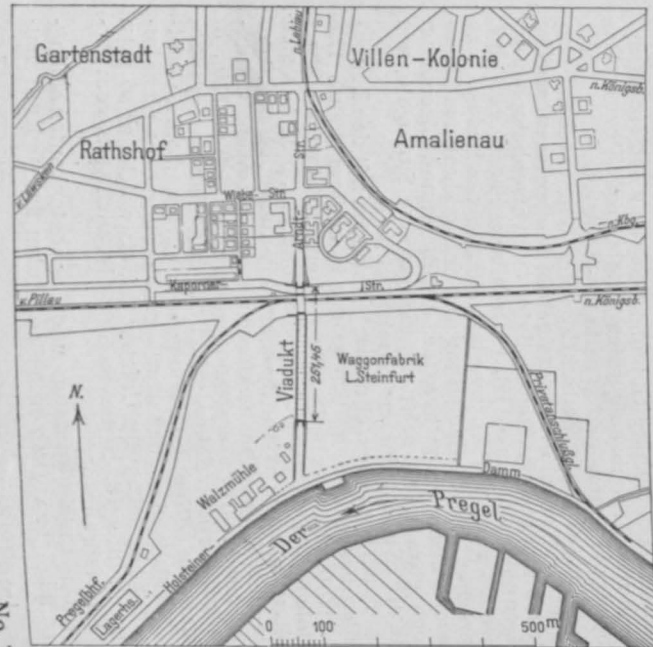
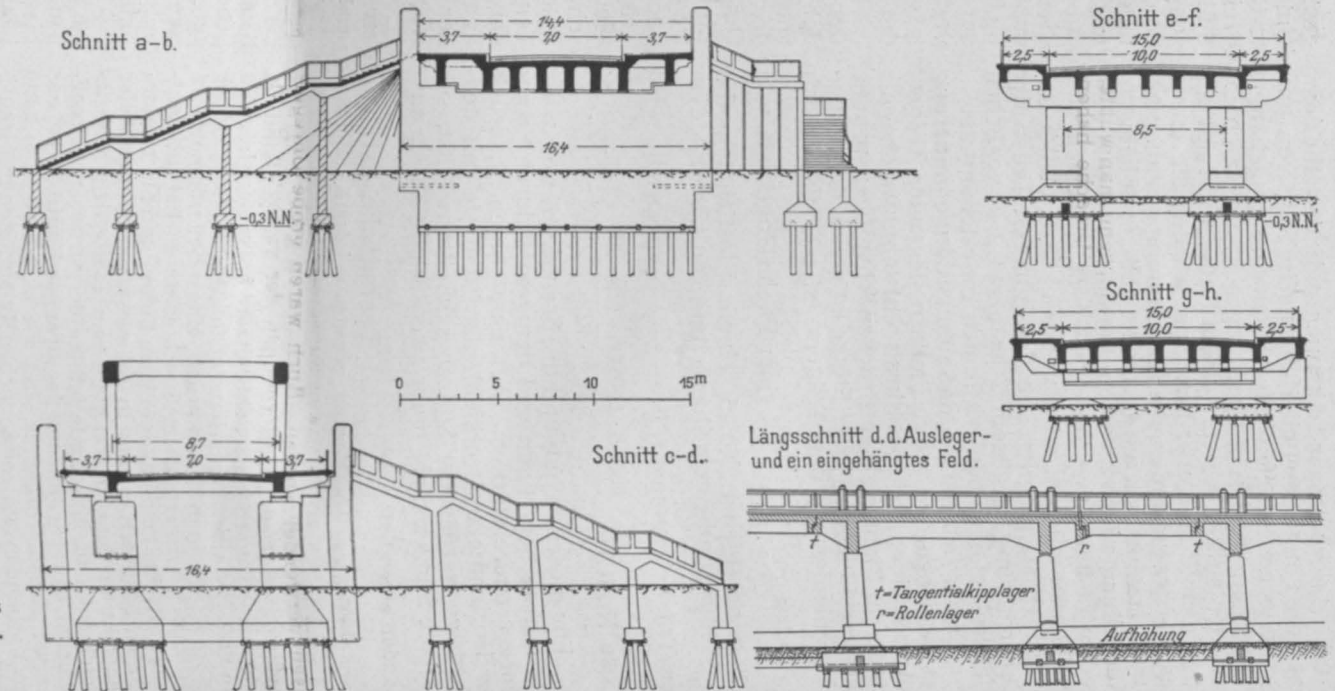


Abbildung 1 (links). Lageplan des Brücken-Bauwerkes nebst der näheren Umgebung.

Abbildung 3 (rechts). Schnitte durch das Bauwerk.





welche in der Berechnung verwendet war und nach den behördlichen Bestimmungen für alle Fälle angewendet werden darf, in Wirklichkeit aber gar nicht für alle Fälle gilt.

Dieser Unfall hat also in letzter Linie anregend gewirkt. Er hat den Anstoß gegeben, daß man die seit Jahren unantastbare Theorie von verschiedenen Seiten nachprüfte und auf Fehler hinwies, die in der Berechnung steckten. Man hat also vor allen Dingen aus dem Unfall gelernt, man hat aber auf keiner Seite die Bauweise verurteilt, man hat nicht einfach verdammt, denn man wußte, daß das Unglück eine wohlbegründete Ursache haben mußte. Ebenso sollte man es aber auch beim Eisenbeton machen! Denn dazu ist der Eisenbeton und sein Material doch viel zu ernst zu nehmen und zu erprobt, um im Fall eines Unglückes mit den gewiß sehr leicht fallenden Worten „das taugt nichts“ abgetan zu werden.

Es ist ja leider zuzugeben, daß gerade im letzten Jahr recht viele Einstürze vorgekommen sind. Sicher werden diese Einstürze uns Allen zu denken geben und uns mehr und mehr davon überzeugen, daß in jedem einzelnen Fall große Gewissenhaftigkeit vonnöten ist, und ganz besonders, daß nicht Jeder imstande ist und die Berechtigung haben sollte, Beton- und Eisenbetonbauten auszuführen.

Gerade in der an keine Person gebundenen unbeschränkten Herstellungsmöglichkeit des Eisenbetons liegt m. E. heute noch eine Hauptursache unserer Unfälle. Ich könnte hierfür eine Menge von Unfällen zum Beweis anführen, ich will mich aber auf einige Beispiele beschränken.

Zunächst erwähne ich den Einsturz eines Werkstellen-Gebäudes. Hier war die Hinterfront des Hauses mit der einen Hälfte des Dachgeschosses und den Hälften der Betondecken des I. und II. Geschosses eingestürzt, wobei sieben Menschen mit in die Tiefe gerissen wurden. Gleich nach dem Unfall stellten die Sachverständigen fest, daß bei der Ausführung des Bauwerkes mehrfach grobe Verstöße gegen die allgemein anerkannten Regeln der Baukunst begangen worden waren. Dies bezog sich nicht nur auf das Mauerwerk, sondern auch, was uns hier mehr interessiert, auf den Eisenbeton. Es war auf den ersten Blick zu erkennen, daß die Ausführung in den Händen eines Laien gelegen hatte, und daß die Arbeiter absolut nicht geschult für solche Arbeiten waren. Die Lage der Decken-Eisen war unrichtig, und mitten in einem Deckenfeld waren durchweg zusammen gehakte Rund-eisen verwendet worden. Auch waren grobe Unregelmäßigkeiten in den Entfernungen der verlegten Rund-eisenstäbe vorhanden, beispielsweise waren Deckenstreifen von 35 cm Breite gänzlich ohne Eiseneinlagen. Ein weiterer Fehler war das ungenügende Decken-Auflager über dem Erd- und Obergeschoß, z. T. nur in den schmalen Unterflanschen der eisernen Fenstersturzträger, die nicht einmal miteinander durch Bolzen verbunden waren. Die Belastung der Eisenbetondecken war zu frühzeitig geschehen; obwohl die unteren Stützen der Decke entfernt wurden, stellte man die Stützen für die obere Decke auf die untere Decke.

Ein zweites Beispiel! Es sollte ein Neubau in einer Bodensenkung so errichtet werden, daß der Erdgeschoß-Fußboden in die Höhe des Hofraumes, etwa 6,4 m über dem natürlichen Gelände, zu liegen kam. Es sollten deshalb über den Fundamenten Eisenbeton-Pfeiler mit einem Querschnitt von 40 · 100 cm errichtet werden. In halber Höhe dieser Pfeiler, bis an das obere Ende derselben, sollten die Kellermauern aus 15 cm starken Eisenbeton-Wänden eingebaut werden, über die Pfeiler sollten Eisenbeton-Träger gelegt und mit diesen fest verbunden die Keller-Decken in Eisenbeton ausgeführt werden. Diese sämtlichen Eisenbeton-Arbeiten waren bereits fertig gestellt, aber noch nicht ausgeschalt, und darüber waren nach den Angaben der Maurer etwa fünf Wochen Trockenfrist verstrichen. Das Mauerwerk des Erd-Geschosses und die Balkenlage aus I-Trägern mit Beton-Ausstampfung war fertig gestellt, ebenso nahezu das Mauerwerk des Obergeschosses, als der Einsturz erfolgte. Bei der Besichtigung lagen die Pfeiler taschenmesserartig geknickt unter den übrigen Konstruktionsteilen, die nebst den Schal- und Stützhölzern sämtlich vielfach geknickt und zerstört worden waren. Das Ganze bildete einen wüsten Trümmerhaufen. Bei den verschiedenen Besichtigungen konnte Folgendes festgestellt werden: Die Fundamente — Be-

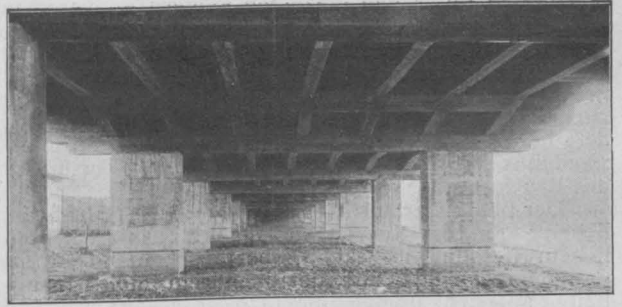


Abbildung 7. Untersicht der Brücke.

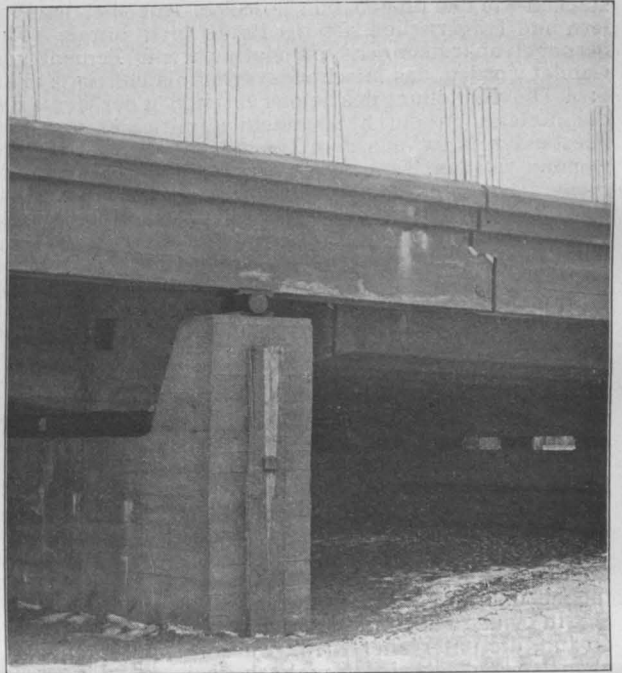


Abbildung 6. Auflagerung der Balken mit Rollen-Gelenk.

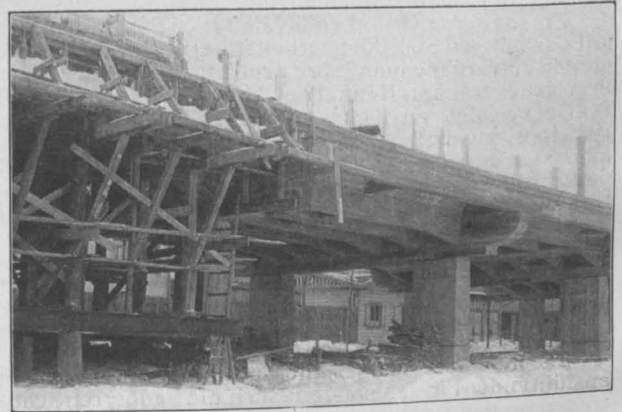
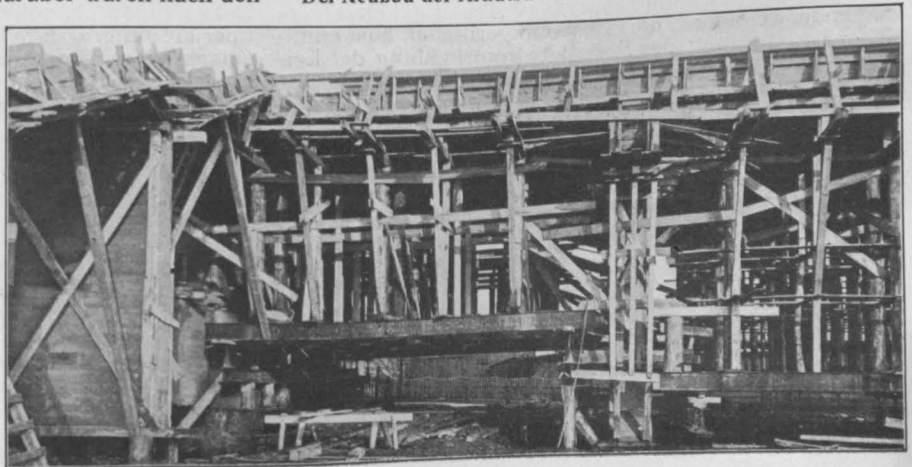


Abb. 8 und 9. Ausführung der Brücke. Gerüste und Schalung. Der Neubau der Arndtstraßen-Ueberführung in Königsberg i. Pr.



ton-Platten unter den einzelnen Pfeilern — waren nur 50 cm tief unter die Oberfläche des aus feuchtem Ton bestehenden Baugrundes hinab geführt. Eine Untersuchung des Baugrundes hatte nicht stattgefunden. Die ungenügende Gründung gab also wahrscheinlich den Anstoß zu einer Senkung des Bauwerkes und damit zu dem Zusammensturz. Der Zusammensturz wurde aber zweifellos gefördert durch die jammervolle Ausführung des Bauwerkes.

Der Beton war aus Kies aus einer in der Nähe befindlichen Stein-Zerkleinerungsanlage mit Zusatz von natürlichem Kiessand hergestellt, aber anscheinend mit sehr geringem Zementzusatz, der obendrein infolge mangelhaften Mischens ungleichmäßig in der Masse verteilt war. So ließ sich z. B. der Fundamentbeton, welcher über acht Wochen alt gewesen sein soll, stellenweise mit dem Spaten stechen wie das umgebende Erdreich. Auch bei den Pfeilern und Trägern ließ sich der Beton leicht mit dem Fingernagel abkratzen. Es ist viel zu wenig Zement verwendet worden, das Mischungsverhältnis betrug 1:13 bis 1:14. Die Herstellung des Betons geschah in der Weise, daß die Materialien durch Schaufeln unmittelbar von dem Kieshaufen bzw. aus dem Zementsack in die Maschine gegeben wurden. Dann wurde der Beton in die 6,4 m hohen Pfeilerschalungen von oben hineingeworfen und von Zeit zu Zeit Wasser dazwischen gegossen. Das Stampfen des Betons wurde größtenteils ganz unterlassen. Hierzu kam dann auch die ganz unsachgemäße Armierung. Die Pfeiler hätten ja schon ohne Eiseneinlagen bei den vorhandenen Querschnitten die vorhandenen Lasten tragen müssen, doch waren in jeden Pfeiler 6 Kahneisen eingelegt. Hier von sollten an jeder Längsseite 3 liegen, in Wirklichkeit lagen öfter an einer Seite 5, an der anderen Seite nur eines, dazu ganz dicht an den Außenflächen. Eine Querarmierung war natürlich nicht vorhanden. Ähnlich lagen die Verhältnisse bei den Unterzügen, Decken und Wänden, die mit den errechneten Stärken und Eisenquerschnitten tragfähig hätten sein müssen. Die Eisen waren teilweise vollständig vom Beton entblößt, von einer Haftung zwischen Eisen und Beton war also keine Rede. Die Schalung war in außerordentlich mangelhafter Weise aus minderwertigem, leicht brüchigem Tannenholz zusammengezimmert.

In beiden Fällen haben wir es also mit Ausführungen zu tun, die unter aller Kritik waren. Die Bauten waren eben — wie dies bei den meisten übrigen Unfällen auch der Fall war — von Unternehmern ausgeführt worden, denen die nötige Erfahrung, zum Teil auch die nötige Vorbildung im Eisenbetonbau abging.

Ein weiterer Grund dafür, daß in vielen Fällen nicht mit der nötigen Sorgfalt gearbeitet wurde, lag m. E. in der gerade im vergangenen Jahre deutlich zu Tage getretenen Preisdrückerei im Konkurrenzkampf. Wenn man die Preise verfolgt, zu denen im vergangenen Jahre solche Arbeiten angeboten und vergeben wurden, dann kann man sich nicht mehr wundern, daß schon die Entwürfe manches zu wünschen übrig ließen, und daß bei der Ausführung nicht so gearbeitet werden konnte, wie es nötig gewesen wäre. Dazu kommt dann noch, daß solche Arbeiten unter Anerkennung jeder Bedingung übernommen wurden, nur um Arbeit zu bekommen, und daß, um diese Bedingungen zu erfüllen und hohe Verzugsstrafen zu vermeiden, bei der Ausführung der Bauten darauf los gewirtschaftet werden mußte.

Es muß hier festgestellt werden, daß nicht nur die ausführenden Firmen sondern auch die Bauherren Schuld tragen an den Unfällen, indem sie die Arbeiten zu Preisen vergeben, bei denen einfach nichts geleistet werden kann. Man sollte sich in jedem einzelnen Falle vergegenwärtigen, daß nur dann brauchbare Arbeit geliefert werden kann, wenn auch die Preise einigermaßen auskömmlich sind. Prüfung der Angebote und Prüfung der Leistungsfähigkeit der Anbieter ist ein unbedingtes Erfordernis, das leider zu oft außer acht gelassen wird.

Gehe ich nun zu den Fehlern selbst über, die gemacht worden sind, und damit zu den unmittelbaren Ursachen der Bauunfälle, so werde ich Ihnen hier kaum etwas Neues sagen können.

Zunächst die statischen Berechnungen. Im allgemeinen werden diese allein, wenn nicht gerade grundlegende Fehler gemacht worden sind, keinen Anlaß zu Einstürzen geben, denn die Sicherheiten, die — natürlich immer richtige Konstruktion und gute Ausführung vorausgesetzt — in unseren Konstruktionen stecken, sind in der Regel so große, daß der Beton ruhig auch eine Beanspruchung von 50 oder 60 kg statt der meist zulässigen 40 kg/qcm aushalten wird, wenn die Ausführung einwandfrei ist. Auch hat es m. E. nichts auf sich, wenn in dem einen oder anderen Falle versäumt wurde, eine

größte Haftspannung von 4,5 kg/qcm für die Querschnitte am Auflager nachzuweisen, bei sachgemäßer Aufteilung der Eiseneinlagen und bei vernünftiger Konstruktion der Bauteile wird ein derartiger Lapsus nicht zum Einsturz führen.

Gefährlicher ist es natürlich schon, wenn die bei der Berechnung gemachten Annahmen in der Ausführung nicht zur Geltung gebracht werden, oder wenn nachträglich Änderungen am Entwurf vorgenommen werden ohne Rücksichtnahme auf die statische Berechnung. So ist es verschiedentlich vorgekommen, daß Träger als durchlaufend berechnet wurden, daß aber über den Stützen keine Vorkehrungen zur Aufnahme der negativen Momente getroffen wurden. Es ist vorgekommen, daß auch in den Endfeldern solcher Träger mit einer gewissen Einspannung gerechnet wurde, daß aber die unversteifte Außenwand ohne Anker usw. durchaus keine Momente aufnehmen konnte und einstürzen mußte.

Sehr gefährlich können nachträgliche Änderungen am Entwurf werden. Wenn z. B. bei einer schiefen Bogenbrücke die Widerlager für eine bestimmte Brückenschiefe berechnet sind, so wird man nicht ohne weiteres die Brücke noch schief anlegen dürfen, wenn man nicht zugleich die Stärke des Widerlagers diesen ungünstigeren Beanspruchungen anpaßt. Kommen bei einer solchen Änderung des Planes dann noch schlechte Bodenverhältnisse hinzu, so ist es leicht begreiflich, daß die Widerlager nachgeben und ausweichen.

Die statischen Berechnungen sollen also in allen Teilen eine durchaus genügende Sicherheit gewährleisten, sie sollen aber ganz besonders mit der Ausführung im Zusammenhang stehen, d. h. die Ausführung soll sich nach der Berechnung richten und umgekehrt.

Das Bestreben, die vertraglich eingegangenen Baufristen einzuhalten und Verzugs-Strafen zu vermeiden, hat in vielen Fällen dazu geführt, daß die Schalungsfristen gekürzt wurden. Das zu frühe Ausschalen nimmt bei den Ausführungsfehlern, welche den Einsturz verursachen, einen breiten Raum ein. Es sind eine ganze Reihe von Fällen vorgekommen, in denen bei Verwendung bester Materialien und sachgemäßer Konstruktion ein Einsturz erfolgte, weil die Schalhölzer weggenommen wurden, bevor der Beton richtig abgehenden haben konnte. Man kann ja die Schalungsfristen nicht für alle Bauten allgemein festsetzen. Man muß vielmehr Rücksicht nehmen auf die Stützweiten, Belastungen und vor allem auf die Witterung.

So war beispielsweise die lang anhaltende große Hitze des letzten Sommers die mittelbare Ursache einiger Unfälle. Es war hier und da zu trocken gearbeitet worden, dem Beton fehlte das zum Abbinden nötige Wasser. Auch wurde versäumt, den frischen Beton nach der Herstellung von Zeit zu Zeit gehörig anzunässen. So kam es, daß der Beton nur unvollkommen abbinden konnte, und beim Entfernen der Schalung stürzte der Bau ein.

Die übrigen Ausführungsfehler, die Unfälle verursacht haben, und die uns allen geläufig sind, nenne ich summarisch. Es wurde beispielsweise das vorgesehene Mischungsverhältnis nicht eingehalten, man sparte an Zement. Eine in der Nähe der Baugrube gelegene Kiesgrube verlockte dazu, den Kies aus dieser Grube zu entnehmen. Der Kies war lehmhaltig, er kam aber ungewaschen zur Verwendung. Dann wurde bei der Ausführung selbst nicht die genügende Vorsicht beobachtet, es fehlte jede Kontrolle. So erhielten die Unterzüge ein viel zu geringes Auflager, die Eisen wurden nicht korrekt eingelegt, die Verbindung zwischen Unterzug und Deckenplatte fehlte, Säuleneisen gingen nicht durch die Decke hindurch, sodaß die obere Säule nicht zentrisch über die untere zu stehen kam, in den Säulen fehlte die Querarmierung usw. usw. Ein einziger von diesen Fehlern würde noch nicht zum Einsturz geführt haben, aber das Unglück will es, daß dann viele dieser Fehler zusammen kommen und den sonst so festen und zuverlässigen Eisenbeton ins Wanken bringen.

Wenn wir auf diese Weise die Ursachen der Unfälle aufgedeckt und in jedem einzelnen Falle festgestellt haben, daß an irgend einer Stelle gefehlt worden ist, so empfinden wir erst recht, daß diese bedauerlichen Vorkommnisse uns keineswegs irre machen können in unserem Zutrauen zu der Zuverlässigkeit und Vorzüglichkeit unserer an sich durchaus gesunden Bauweise.

Wir bedauern diese Unfälle auf das lebhafteste, wir wissen aber auch, wie wir sie einschränken können, denn wir haben ihre Ursachen erkannt. Und so sind wir überzeugt, daß unser Eisenbeton trotzdem seinen Weg gehen wird; die Entwicklung in den letzten Jahren und die Vorzüglichkeit des Baustoffes bürgt uns dafür. —



**D**er Verein hat sich auch mit der Frage der Beton- und Eisenbeton-Vorschriften in Preußen beschäftigt und an den „Deutschen Ausschuss für Eisenbeton“ Anträge gestellt, die auf eine Abänderung dieser Vorschriften abzielen. Die Änderungs-Anträge bezügl. der Eisenbeton-Vorschriften bezwecken eine Erhöhung der zulässigen Beanspruchung des Eisens von 1000 auf 1200 kg/qcm und eine Änderung der Haftspannungs-Berechnung. Die eingehende Begründung zu dem ersten Antrag stützt sich auf die Balken-Versuche von Bach, Möller, Mörsch, Schüle, wonach die berechneten Eisenspannungen immer wesentlich höhere sind, als die tatsächlich beim Versuch ermittelten, während bezüglich der zweiten Frage auf Grund der Versuche von Bach u. A. angeführt wird, daß die amtlich vorgeschriebene Berechnungsweise der Haftspannungen der Wirklichkeit durchaus nicht entspreche. Man solle die Berechnungsweise in dem Sinn abändern, wie das Kleinlogel in seiner Schrift „Ueber das Wesen und die wahre Größe des Verbundes zwischen Eisen und Beton“ angegeben hat, falls man nicht von einer Berechnung der Haftspannungen überhaupt absehen wolle.

Es wird ferner gegen einen Erlaß des preuß. Ministers der öffentl. Arbeiten vom 8. Dezember 1910 betr. die baupolizeiliche Prüfung und Abnahme der auf Druck beanspruchten Bauteile aus Stampfbeton geltend gemacht, daß dieser Erlaß eine unberechtigte Verschärfung der Stampfbeton-Bestimmungen des „Deutschen Ausschusses für Eisenbeton“ vom Jahre 1908 sei. Nach diesem Erlaß werde für bestimmte Verhältnisse von Höhe und kleinster Dicke einer Stütze die Ausführung in Stampfbeton ungünstiger gestellt, als die Ausführung in Mauerwerk mit Zementmörtel.

Der „Deutsche Ausschuss“ hat eine Unterkommission zur Prüfung dieser Fragen eingesetzt.

Es sei hier gleich erwähnt, daß, wie alljährlich, über die Arbeiten des „Deutschen Ausschusses“ berichtet wurde. Berichterstatter war der Vereinsdirektor Hr. Reg.-Bmstr. Petry. Redner weist darauf hin, daß die im Arbeitsplan III des Ausschusses vorgesehenen umfangreichen Arbeiten in der Hauptsache beendet seien, doch würden noch einige Ergänzungsversuche vorgenommen. Inzwischen sei aber schon ein neuer Arbeitsplan IV aufgestellt, dessen Kosten zur Hälfte von den Vereinen aufzubringen ist. Ueber einen größeren Teil der Arbeiten liegen bereits die Berichte der Materialprüfungs-Aemter vor. Wichtig ist nunmehr die Auswertung der Ergebnisse für die Praxis. Zunächst ist Hr. Prof. Mörsch mit der wissenschaftlichen Auswertung der in Stuttgart ausgeführten Balkenversuche betraut worden.

Im Anschluß hieran berichtet Hr. Baudir. Dr.-Ing. v. Bach, Stuttgart, über die bisherigen Versuche, die im Auftrage des „Deutschen Ausschusses“ von ihm mit Kontrollbalken angestellt worden sind, um Vergleichszahlen für diese Prüfungsmethode mit der bisherigen Würfelprobe für die Praxis festzustellen. Die Versuche waren kurz vor der Versammlung abgeschlossen. Es handelt sich um Vergleichsversuche mit 75 Beton-Würfeln und 75 Kontrollbalken. Sollen aus letzteren Vergleichswerte gewonnen werden, so müssen natürlich für die Abmessungen, die Bewehrung der Balken bestimmte Vorschriften gegeben werden, denn wenn schon bei den Würfeln die Größe von sehr erheblichem Einfluß auf die erzielte Bruchfestigkeit ist, so sprechen diese Verhältnisse bei den Balken noch mehr mit. Verwendet wurden Balken von 100 · 150 mm Querschnitt, armiert mit 5 Eisen von 14 mm Durchm., von denen 2 nach den Enden aufgebogen wurden. Die Balken wurden in 2 m Abstand aufgelagert und durch Last in der Mitte beansprucht. Die Bewehrung ist so stark gewählt, um den Bruch in Balkenmitte zu erreichen. Gewicht des Balkens 90 kg, sodaß er von zwei Arbeitern noch bequem getragen werden kann. Die Versuche wurden durchgeführt mit Mischungen 1:3:4, 1:2:3 und 1:1,5:2,5, sowie mit den aus den Stuttgarter Versuchen bekannten Wasserzusätzen  $\alpha$  und  $\beta$  (8,4 bzw. 9,7%), und einem noch höheren Wasserzusatz  $\gamma$  (10,7%), wie man ihn etwa bei Gußbeton anwenden würde. Die Versuchsstücke wurden feucht bzw. trocken gelagert und nach 28 Tagen geprüft. Unter diesen Umständen ist dann das Verhältnis der Balkenfestigkeit zur entsprechenden Würfel Festigkeit ermittelt worden und es zeigte sich, daß die Schwankungen für die verschiedenen Mischungen nicht allzu große sind. Im Mittel wurde das Verhältnis etwa zu 1,70 bei feuchter, 1,81 bei trockener Lagerung ermittelt. Es wird nun erforderlich werden, auf den Baustellen Vergleichsversuche in größerem Umfange anzunehmen, um die Verhältniszahlen im praktischen Ge-

brauch nachzuprüfen. Der Vorsitzende Hr. Hüser teilt mit, daß eine besondere Anweisung zur Herstellung und Behandlung der Kontrollbalken herausgegeben wird.

Hr. Hüser berichtet dann auch noch über die Arbeiten des Moor-Ausschusses (Vgl. auch No. 6, S. 43). Die Ergebnisse sind bei der großen Mannigfaltigkeit der Verhältnisse zwar sehr wechselnd, mahnen aber doch im allgemeinen zur Vorsicht. Mit den demnächst zu beginnenden Versuchen mit größeren Versuchsstücken (Röhren, Pfählen sw.) dürften für die Praxis verwendbare Ergebnisse gewonnen werden.

Mit Beifall aufgenommene Mitteilungen machte dann Hr. Rud. Wölle, Leipzig, als Obmann des Schiedsgerichts-Ausschusses über die bisherigen Erfolge des Vereins mit seiner Schiedsgerichts-Ordnung. Sie habe fast allgemeine Anerkennung gefunden und führe sich mehr und mehr ein. Sie sichere eine glatte und schnelle Handhabung des Schiedsgerichts-Verfahrens und eine rasche und einwandfreie Erledigung von Baustreitigkeiten. Auch die Sachverständigenliste werde gern benutzt und entspreche einem Bedürfnis. Der Verein dürfe sich der Hoffnungen hingeben, daß seine Schiedsgerichts-Ordnung den Anstoß geben werde zu einer allgemeinen, deutschen, für das gesamte Bauwesen geltenden Schiedsgerichts-Ordnung.

Hr. Kommerz.-Rat Dr.-Ing. Eug. Dyckerhoff, Biebrich, kann hierzu mitteilen, daß in Bayern die Schiedsgerichts-Ordnung des Vereins Anwendung finde, ebenso in Sachsen, Hessen und Württemberg ständen noch zurück. Hr. Dr.-Ing. Kleinlogel, Darmstadt, kann ferner aus seiner Erfahrung bestätigen, daß das Schiedsgerichts-Verfahren sich in der Praxis zur Beilegung von Baustreitigkeiten bestens bewährt habe.

Damit sind die Berichte erschöpft und es folgt nun die reichhaltige Reihe der Vorträge, von denen einige noch ausfallen mußten.

Aus dem Gebiete der Praxis waren die Vorträge der Hrn. Baumstr. Meurer, Gelsenkirchen, Ob.-Ing. Baumstark der Fa. Franz Schlüter in Dortmund, Dipl.-Ing. Spangenberg, Dir. der Fa. Dyckerhoff & Widmann zu Karlsruhe und Reg.-Bmstr. Gehler, Dir. derselben Firma zu Dresden, entnommen. Der Vortrag des Hrn. Meurer über „Beton- und Eisenbeton-Arbeiten über und unter Tage der Grube Alma“ (Gelsenkirchener Bergwerks-A.-G.) bildete eine interessante Fortsetzung der früheren Mitteilungen des Redners, die wir über die Anwendung des Eisenbetons im Bergbau im Jahrg. 1910, S. 31 und 1911, S. 20 ff. veröffentlicht haben. Hr. Baumstark hatte sich das spezielle Gebiet des „Schachtbaues und Versteinerungs-Verfahrens“ ausgewählt, das wir ebenfalls schon in den „Mitteilungen“, Jahrg. 1908, S. 56, behandelt haben. Wir kommen auf diese Vorträge demnächst zurück.

Hr. Spangenberg sprach über „eine Eisenbeton-Kuppel von 34 m Spw.“. Es handelt sich also um eine der bisher bedeutendsten Ausführungen dieser Art, allerdings um eine Innenkuppel (Klosterkirche St. Blasien im Schwarzwald), die also keine Schneelast und keinen Winddruck aufzunehmen hat. Die Kuppel ist sehr flach gespannt und im Mittelteil als Kugelkalotte ohne Rippen ausgebildet. Der Fußring hat einen Schub von 156 t aufzunehmen. Die Kuppel war in der bereits mit Außenkuppel versehenen Kirche, aber zu ungünstiger Jahreszeit einzubauen. Derselben Firma ist für die Breslauer Festhalle die Ausführung einer Eisenbeton-Kuppel von 67 m Spw. übertragen. Der Vortrag wird mit zahlreichen Abbildungen demnächst in den Mitteilungen veröffentlicht.

Dasselbe gilt von dem Vortrage des Hrn. Gehler, der die großartige Querbahnsteighalle im neuen Leipziger Hauptbahnhof behandelt, die als gewölbte Halle in Eisenbeton ausgeführt ist und bei 240 m Länge, 35 m Breite und 25 m Höhe besitzt. Ihre Herstellung ist den Firmen Dyckerhoff & Widmann in Dresden, Rud. Wölle und Max Pommer in Leipzig übertragen. Die Schwierigkeit der Ausführung lag darin, daß die Seitenwand der Halle nach den Bahnsteigen zu aufgelöst ist in 6 große Bögen, welche die Hallenüberdeckung zu tragen haben. Die Querbinder der Halle sind daher zwar mit gekrümmtem Untergurt, aber als Träger auf 2 Stützen von 35 m Stützweite ausgebildet, die einerseits auf der Hinterwand des Empfangsgebäudes, anderseits auf den erwähnten Abschlußbögen, und zwar dort auf Pendellagern in Beton, ruhen. Bei der Neuartigkeit der Konstruktion wurde mit einem Aufwande von 18 000 M. ein Probekörper in natürlicher Größe hergestellt und bis zum Bruch belastet.

Daß der Beton ein Material ist, das auch künstlerischen Ansprüchen in weitgehendem Maße genügt, erwiesen die durch schöne Lichtbilder erläuterten Ausführungen des Hrn. Kommerz.-Rat Schwenk in Ulm über

den Monumentalbrunnen in Düsseldorf, der als bleibende Erinnerung an die Ausstellung 1902 in Beton und Bronze errichtet wird.

Den Eigenschaften des Betons in verschiedener Zusammensetzung galten die Ausführungen des Hrn. Prof. Gary, Gr. Lichterfelde. Es handelte sich dabei um einen Bericht über die im Auftrag des „Deutschen Ausschusses“ ausgeführten Versuche über Druckfestigkeit unter Berücksichtigung der elastischen Formänderung, die in Gr. Lichterfelde ausgeführt sind und als Heft 17 der Veröffentlichung des Ausschusses demnächst erscheinen. Wir bringen in Bälde einen kurzen Auszug aus den interessanten Mitteilungen, auf die wir hier verweisen. Ebenso sei hier nur verwiesen auf den Vortrag des Hrn. Geh. Brts. Prof. O. Berndt, Darmstadt, über den Einfluß des elektrischen Stromes auf Eisenbeton. Die Ausführungen stützen sich auf die im Auftrag des „Deutschen Ausschusses“ angestellten Versuche, die inzwischen als Heft 15 seiner Veröffentlichungen bekannt gegeben sind. Den Hauptteil bilden Untersuchungen über die elektrolytischen Zersetzungen des eisenbewehrten Betons. Die Versuche bestätigen die Ansicht, daß die Rißbildung, die sich bei von Gleichstrom durchflossenen Eisenbetonkörpern zeigt, ihre Ursache in der Rostbildung und dadurch bedingten Aufschwellung an der Anode hat, die dann zu Sprengungen führt. Bei gut ausgetrocknetem Beton ist der elektrische Leitungswiderstand desselben aber so hoch, daß selbst Ströme höherer Spannung und Dichtigkeit nicht durch denselben hindurch geschickt werden können. Bei Hochbauten ist daher die Gefahr einer Zerstörung durch elektrolytische Wirkungen überhaupt nicht gegeben. Bei im Erdreich liegenden Konstruktionen muß die Stromdichte schon eine erhebliche sein, um Zerstörungen herbeizuführen. Sie wird in der Praxis nur selten vorhanden sein. Bei keinem der in Darmstadt angestellten Versuche ist aber ein Mürbwerden des Betons festgestellt worden, wie das von amerikanischen Forschern beobachtet worden ist.

Auf konstruktiv-theoretischem Gebiet lagen schließlich die drei Vorträge des Hrn. Dr.-Ing. Kleinlogel, Darmstadt, Prof. Mörsch, Neustadt a. d. H. und der Hrn. Geh. Hofrat Prof. Scheit, Dresden und Dr.-Ing. E. Probst, Berlin, welcher letztere gemeinsam ein Thema behandelten. Den Vortrag des Dr.-Ing. Kleinlogel über neuere Versuche mit umschürtem Beton haben wir in den No. 5 und 6 bereits veröffentlicht. Die eingehenden Mitteilungen des Hrn. Prof. Dr.-Ing. Mörsch über Versuche mit Säulen und deren Berechnung werden demnächst zum Abdruck kommen. Mörsch kommt nach seinen Untersuchungen zu dem Ergebnis, daß man eine Erhöhung der Betonfestigkeit durch die Armierung nur bei ganz geringem Bügelabstand erreichen könne, der sich der Ganghöhe der wirksamen Spiral-Umwicklung nähert. Bei Bügelabständen von 15–20 cm könne sich kaum ein Unterschied zwischen den verschiedenen Bügelarten ergeben. Die Berechnung der Säulen sei zweckmäßig für das Bruchstadium durchzuführen, bei welchem

### Vermischtes.

**Deutscher Beton-Verein — Stahlwerks-Verband.** Zur Stellung der beiden Vereine erhalten wir die nachstehende Zuschrift, der wir glauben Raum geben zu müssen, nachdem wir uns in unserem Bericht über die Hauptversammlung des „Deutschen Beton-Vereins“ auch kurz mit den Äußerungen seines Vorsitzenden zu dieser Frage befaßt haben (vergl. No. 5, S. 39.). Wir möchten aber auch unsererseits wünschen, daß das Kriegsbeil zwischen den beiden Industrien begraben werden möchte, die beide genügend Raum zu ihrer Betätigung und Fortentwicklung besitzen, während ihre Interessen tatsächlich vielfach zusammen gehen. Die Zuschrift lautet:

„Der Jahresbericht des Deutschen Beton-Vereins spricht eingehend von der Bekämpfung der Eisenbeton-Bauweise durch den Stahlwerks-Verband und erwähnt Veröffentlichungen des letzteren, durch die der Eisenbetonbau in „unberechtigter Weise angegriffen und herabgesetzt werde“. Hier stehen sich zwei Interessentengruppen gegenüber und man könnte die Entscheidung, wer Recht hat, getrost dem Urteil der zwischen beiden stehenden Bauherren und ihren Architekten überlassen, wenn nicht diese Darstellung des Beton-Vereins bei Vielen eine falsche Meinung von der Tätigkeit des Stahlwerks-Verbandes zu erwecken geeignet wäre. Aus diesem Grund bleibt sie zweckmäßig nicht ganz unwidersprochen.

Die Stellungnahme des Stahlwerks-Verbandes beruht auf technisch-wirtschaftlichen Erwägungen und zielt darauf ab, eine richtige Abgrenzung der beiden Bauweisen herbeizuführen. Die Herausgabe einiger Druckschriften soll die Verwendung des Eisens erleichtern und empfeh-

len. In ihnen ist nichts gesagt, was nicht inzwischen in vielen Veröffentlichungen objektiver Sachverständiger, die den Interessen des Stahlwerks-Verbandes wie denen des Beton-Vereins gleich fern stehen, ebenfalls gesagt worden ist. Es ist nicht verständlich, wie in der geschäftlich einwandfreien Tätigkeit des Stahlwerks-Verbandes ein unberechtigter Eingriff in die Interessen des Beton-Vereins oder seiner Mitglieder erblickt werden kann! Daß den im Stahlwerks-Verband vereinigten Werken nichts ferner liegt als eine „Bekämpfung um jeden Preis“, wie ihnen vorgeworfen wird, sondern daß sie volles Verständnis für den in der modernen Bauweise liegenden Fortschritt haben, beweist die umfangreiche Verwendung des Eisenbetons für eigene Anlagen und die Bewilligung reicher Geldmittel (bis jetzt 30000 M.) für Versuche zur weiteren Förderung der Eisenbetonbauweise.

Wenn dem Beton-Verein der Wunsch ernst ist, Reibungen zu vermeiden und mit dem Stahlwerks-Verband gemeinsam an der Entwicklung unseres Bauwesens zu arbeiten, so müssen seine leitenden Männer vor allem die sich wiederholende Kritik der Arbeiten des Stahlwerks-Verbandes etwas zurückdrängen und diesen eine sachlichere Beurteilung zu teil werden lassen.“ —

Düsseldorf im März 1912. Dipl.-Ing. Fischmann.

Inhalt: Der Neubau der Arndtstraßen-Ueberführung in Königsb. i. Pr. — Technische Erfahrungen bei Bauunfällen. — Von der XV. Hauptversammlung des Deutschen Beton-Vereins zu Berlin 1912. (Schluß.) — Vermischtes.

Verlag der Deutschen Bauzeitung, G. m. b. H., in Berlin.  
Für die Redaktion verantwortlich: Fritz Eiselen in Berlin.  
Buchdruckerei Gustav Schenck Nachflg. P. M. Weber in Berlin.



# DEUTSCHE BAUZEITUNG

## MITTEILUNGEN ÜBER ZEMENT, BETON- UND EISENBETONBAU

\*\*\*\*\*  
UNTER MITWIRKUNG DES VEREINS DEUTSCHER PORTLAND-  
CEMENT-FABRIKANTEN UND DES DEUTSCHEN BETON-VEREINS

IX. JAHRGANG 1912.

NO. 8.

### Der Neubau der Arndtstraßen-Ueberführung in Königsberg i. Pr.

Von Stadtbauinspektor Ernst Schönwald in Königsberg i. Pr.

(Schluß). Hierzu die mit No. 7 vorausgeschickten Abbildungen.



Im Sommer 1910 wurde mit der Schüttung des Dammes zwischen dem Holsteiner Damm und dem Südende der Ueberführung begonnen. Es zeigte sich bald, daß die Befürchtungen wegen der Dammschüttungen durchaus berechtigt gewesen waren, da selbst bei der verhältnismäßig niedrigen Schüttung Auftreibungen des Moorbodens vor Kopf des Dammes und seitlich auf dem tiefer liegenden Gelände der Walzmühle vorkamen. Hier wurde sogar ein kleines Fachwerkgebäude, das eine Kutscher-Wohnung enthielt, und ein Schuppen verdrückt, so daß beide Gebäude gehoben und neu gegründet werden mußten. Zugleich wurde das ganze Gelände erheblich erhöht, um ein Gegengewicht gegen den Damm zu schaffen.

Die Bauarbeiten an der Ueberführung begannen am 29. November 1910 mit dem Einrammen der Pfähle für Pfeiler 4. (Vgl. die Uebersicht, Abbildung 1 in No. 7.) Obwohl durch Vereinbarung mit der ausführenden Firma vorgesehen war, teilweise anstelle der entwurfsgemäßen 18 und 18,5 m langen Pfähle solche bis zu 20 m zu verwenden, ergaben die Rammresultate auch dieser langen Pfähle ein so leichtes Eindringen unter einem Bär von 1,4 t Gewicht, daß Bedenken für die Haltbarkeit der Fundamente entstanden. Zur Ermittlung der Tragfähigkeit wurde eine Probebelastung eines Pfahles von 20,1 m Länge vorgenommen, dessen Spitze bis auf — 18 N. N. gerammt war. Er zog bei den letzten vier Schlägen noch 35 cm bei 1,4 t Bärgewicht und 3 m Fallhöhe. Die Belastung erfolgte durch aufgebraute Eisenbarren in Höhe von 34 t. Nach einer anfänglichen Eindringung von 1,7 cm zeigte der Pfahl innerhalb zwei Tagen eine weitere Sackung von 6 mm. In den nächsten zwei Tagen trat eine Veränderung nicht ein. Nach Entlastung des Pfahles hob sich der Pfahlkopf um 7 mm, was auf die elastische Zusammendrückung zurückzuführen ist. Man entschloß sich also anstelle der ursprünglichen Belastung von 16 t für einen Pfahl durch Vermehrung der Pfähle im Fundament nur 12 t zu wählen, so daß eine ungefähr dreifache Sicherheit erreicht wird.

Inzwischen war über die Benutzung der unter der Ueberführung entstehenden Räume durch Vermietung an die Waggonfabrik von Steinlurth entschieden und die Aufhöhung des Geländes unter ihr beschlossen. Zur weiteren Sicherung der Fundamente wurden Ankerbalken in Eisenbeton vorgesehen, die je vier Einzelfundamente unter sich verbinden, sodaß mit einer gewissen Ausgleichung senkrechter Kräfte zu rechnen war, hauptsächlich aber etwaige seitliche Kräfte durch Verdrücken des Moorbodens nicht nur einen, sondern mindestens zwei Pfeiler treffen mußten.

Nach mehrmonatlicher Unterbrechung der Arbeiten zur Erledigung der Erörterungen der veränderten Gründung wurden die Rammarbeiten am 27. März 1911 wieder aufgenommen und durch die Subunternehmerin, die hiesige Firma Geilus & Anders bis zum 24. Juni 1911 mit dem Fundament des südlichen Widerlagers beendet. Zu gleicher Zeit waren durch die A.-G. für Beton- und Monierbau die Fundamentsockel betoniert, die festen Pfeiler aufgeführt und die Gelenkkörper der Pendelsäulen in besonderen Formen in je vier Stücken hergestellt. Als Mischungsverhältnis für die Gelenke war 1:2 + 2,5 (Zement : Grand + Bornholmer Splitt) verwendet, bei dem durch vorhergehende Probe eine Festigkeit von 345 kg qcm nach 28 Tagen erzielt war. In die Körper waren netzartige Eiseneinlagen in mehreren Lagen übereinander eingebracht.

Nach Fertigstellung des südlichen Widerlagers ging man an die Ausführung der Fahrbahn vom südlichen Ende aus, weil die beengte Baustelle eine andere Aufstellung der Baugerätschaften und der Betonmischmaschine nicht zuließ und auch die Zufuhr der Baumaterialien nicht anders als vom Wasserwege erfolgen konnte. Für die Ausbildung des Lehrgerüsts hatte diese Notwendigkeit den Nachteil, daß die Unterstützungen der Schalungen mit dem Fortschreiten des Baues immer höher werden mußten, weshalb zur Vermeidung zu großen Holzverbrauches schließlich in den höchsten Feldern eine recht bunte und wenig sachgemäß erscheinende Bauweise der Schalungs-Unterstützungen sich ergab, während im umgekehrten Fall durch Verkürzen einer richtig ausgeführten Unterstützungsart dieser Eindruck hätte vermieden werden können. (Vergl. Abbildungen 8 und 9 in No. 7).

Die Eiseneinlagen wurden alle auf der Baustelle gebogen, und zwar bis auf die stärksten Durchmesser von 34<sup>mm</sup> kalt; das Verlegen ging ziemlich schnell von statten. Auf die Einhaltung richtiger Abstände der Eisen, auf gutes Binden, Verwendung von Querstäben und Aulbiegen der freien Enden, sowie gute Stoßverbindungen wurde besonders geachtet. Das Betonieren ging so vor sich, daß zunächst an einem Tage die Träger eines Feldes mit Kragenden, im darauffolgenden die Fahrbahnplatte mitsamt der Gehbahn ausgeführt wurden. Hierzu waren rd. 100<sup>cbm</sup> Beton nötig, der wegen der vielen sich kreuzenden Eiseneinlagen in den unteren Schichten verhältnismäßig naß eingebracht werden mußte, in den oberen aber ganz gut gestampft werden konnte. Die eingehängten Träger ließen sich an einem Tage fertig herstellen.

Als Mischungsverhältnis für den Beton war 1:4 vorgesehen, womit man eine Festigkeit von 240 kg qcm nach 28 Tagen erreichen wollte, d. h. das 6fache von der zugelassenen Höchstbeanspruchung von 40 kg. Es zeigte sich aber durch die ständig vorgenommenen Proben auf der eigens hierfür beschafften Betonprüfungsmaschine von der Maschinenfabrik Augsburg-Nürnberg, daß diese Festigkeit nicht erreicht wurde, was offensichtlich dem hier nur erhältlichen Grubenkies zuzuschreiben ist. Die Korngröße des Kiesel ist sehr ungleich verteilt, da neben einem großen Prozentsatz feiner Teile wenige Prozent grober ohne die Mittelkorngröße vorkommen, auch ein bemerkbarer Lehmgehalt vielleicht von Einfluß ist. Die Verbesserung des Materiales erfolgte durch Hinzufügen von Granitsplitt, der zum größeren Teil aus Bornholm bezogen, zum kleineren aus einhei-

mischem Findlingsgestein hergestellt wurde. Es wurden durch Versuche mehrfache Mischungsverhältnisse erprobt, die aber in anbetrachter Ungleichmäßigkeit des Kiesmaterials ungleich ausfielen. Bei der Ausführung wurde darauf geachtet, daß immer die der rechnerischen Beanspruchung entsprechende Mischung eingebaut wurde.

Der Fortschritt des Baues gestaltete sich, nachdem erstmal die ziemlich verwickelte Einschaltung in den ersten Feldern praktisch ausgeführt war, verhältnismäßig sehr schnell und bot keine bemerkenswerten Schwierigkeiten. Zu erwähnen wäre nur, daß die Auflagerung der Querträger auf den Pendelsäulen der Theorie möglichst entsprechend durch Einlegen von Pappe zur Erzielung der offenen Fuge hergestellt wurde. Die Tangentialkipplager wurden unter Zuhilfenahme von Gips, durch den die kleinen Stahlgußplatten in der richtigen Lage gehalten wurden, eingebaut, während für die Rollenlager Unterstützungen in Holz nötig wurden, die durch Schlitze in dem durchgehenden Versteifungsträger entfernt wurden. Bei der bis fast zum Schluß des Jahres 1911 herrschenden milden Witterung konnte noch am 14. Dezember ein Feld betoniert werden, sodaß für die diesjährige Bauzeit nur noch 5 Felder übrig blieben, die inzwischen eingeschalt werden sollen. Der Bauzustand im Februar ist aus Abbildung 4 in No. 7 ersichtlich. Abbildung 6 gibt eine Untersicht der Brücke mit Pendelsäulen und eingehängten Trägern, Abb. 7 läßt das Rollenlager und die Einhängung der Zwischenträger deutlich erkennen.

Ueber die Eisenbeton-Bogenbrücke wird in einem späteren Aufsatz berichtet werden. —

### Gründung einer Kirche auf Betonpfähle System „Mast“.

Von Architekt und Bauingenieur W. Colberg in Berlin-Schöneberg. (Hierzu die Abbildungen S. 61.)

**D**as ungewöhnlich rasche Anwachsen der evangelischen Kirchengemeinde in Pankow bei Berlin hat den Gemeinde-Kirchenrat veranlaßt, ein neues Gotteshaus in dem dicht an der Weichbildgrenze von Berlin, zwischen der verlängerten Schönhauser Allee und der Prenzlauer Allee neu erstehenden Ortsteil zu errichten. Das Gotteshaus wird nach den Plänen und unter Oberleitung des Architekten, Reg.-Baumeister a. D. Walter

Der tragfähige Baugrund beginnt erst in einer Tiefe von etwa 6—7 m, wie aus dem Querschnitt, Abbildung 1, ersichtlich ist. Ein Herunterführen der Fundamente bis auf den guten Baugrund war daher wegen der großen Kosten von vornherein ausgeschlossen. Andererseits war auch die im Jahrgang 1903 in No. 5 der „Deutschen Bauzeitung“ bei aufgeschüttetem Boden empfohlene Anwendung einer durch Eisen verstärkten Betonplatte bei einem Bauwerk wie dem vorliegenden nicht wohl geeignet. Holz-

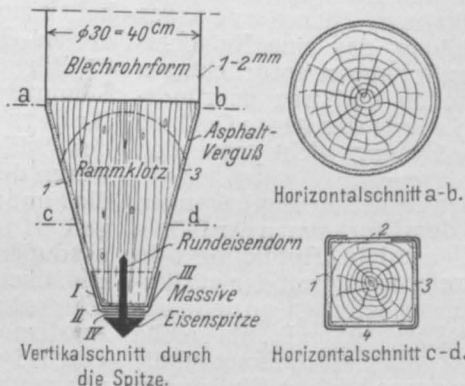
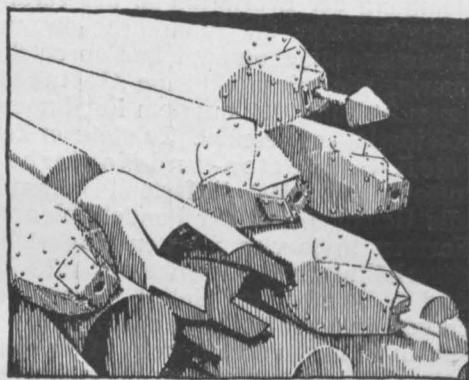


Abbildung 3 (links). Pfahl-Rohre in versch. Stadien. Abbildung 4 (Mitte). Ausbildung der Pfahlspitze. Abbildung 5 (rechts). Ausgeschnittenes Blech zur Herstellung der Pfahlspitze.

Koeppen erbaut. Aus den Abbildungen 1 und 2, die allerdings in erster Linie die Gründung des Bauwerkes darstellen sollen, geht auch die Gesamtanordnung im Querschnitt und Grundriß hervor.

Das Gelände, welches von der politischen Gemeinde Pankow der Kirchengemeinde unentgeltlich zur Verfügung gestellt wurde, ist für eine Kirche insofern als ein sehr günstiges zu bezeichnen, als es auf dem höchsten Punkt von Pankow liegt und so der Kirchenneubau nicht nur von den angrenzenden Straßen, sondern auch von weither sichtbar sein wird.

Ein großer Uebelstand ist jedoch der sehr ungünstige Baugrund in der erwähnten Gegend, in welcher in früheren Zeiten Ziegeleien betrieben wurden. Die bei der Gewinnung des Tones entstandenen Vertiefungen, die teilweise bis unter Grundwasser hinabgehen, wurden mit Abraum bzw. Fehlbrand wieder gefüllt, während die Auffüllung bis zur jetzigen Straßenhöhe durch Erd- und Schuttmassen aus Neubauten und Abbrüchen hergestellt wurde. Der Baugrund war also für eine normale Gründung untauglich.

pfähle kamen wegen des wechselnden Grundwassers ebenfalls nicht in Betracht, und so entschloß sich der Verfasser des Entwurfes teils aus praktischen, teils aus Billigkeitsgründen, das in letzter Zeit mehrfach zur Anwendung gebrachte Gründungsverfahren mit Betonpfählen nach dem System „Mast“ zu wählen.

Ausschlaggebend waren außer der erwähnten Billigkeit anderen Verfahren gegenüber auch die ungemäße schnelle Ausführungsweise der Gründung, die in diesem Fall trotz beträchtlichen Umfanges in 50 Arbeitstagen durch die Beton- und Tiefbau-Gesellschaft „Mast“ m. b. H. in Berlin vollständig fertiggestellt wurde.

Wenn auch für einen Kirchenneubau die Ersparung von Zinsen bzw. die frühere Benutzbarkeit nicht so erheblich ins Gewicht fallen, so spielt dieser Vorteil bei Wohn-, Fabrik- und Geschäftshäusern eine um so größere Rolle. Daher ist hier ein Gründungsverfahren, wie das vorliegende, ganz besonders am Platze. Es seien zunächst die Herstellungsweise von Betonpfählen nach System „Mast“ sowie die weiteren Vorteile desselben kurz erläutert:



Der „Mast“-Pfahl gehört zu denjenigen Betonpfählen, die an Ort und Stelle und zwar in verlorener Form hergestellt werden. Gegenüber in fertigem, erhärtetem Zustande eingerammten Eisenbetonpfählen wird hierbei die Zeit gewonnen, die zum Erhärten erforderlich ist, während gegenüber Pfählen, die zwar an Ort und Stelle hergestellt, deren Formen aber wieder ausgezogen werden, die Innehaltung eines bestimmten und durchaus gleichartigen Querschnittes gesichert ist. Es wird ferner ein Wiederauflöser des Bodens, das beim Wiederausziehen der Form eintreten kann, vermieden. Schließlich macht die im Boden bleibende Form die Ausführung auch unabhängig vom Wasserstande. Ein solcher Pfahl wird alle Vorzüge des Holzpfales unter Vermeidung seiner Mängel in sich vereinen.

Bei dem Pfahlsystem „Mast“ kommen als Vortreibrohre äußerst dünnwandige Blechhülsen zur Anwendung, die, zur richtigen Tiefe eingerammt, mit Beton vollgestampft werden. Die Schwierigkeit der praktischen Ausführung liegt in der Art und Weise, die Pfahlform in den Boden einzuführen. Wollte man in der üblichen Weise den Rammschlag auf den oberen Rand des Vortreibrohres wirken lassen, so würde eine bedeutende Blechstärke gegen das Zerschlagen und Einknicken notwendig werden. Gelingt es aber, den Rammschlag unmittelbar an seine Wirkungsstelle, die Pfahlspitze, zu leiten, so wird damit die Blechform in den Boden gezogen, nicht hinein gedrückt! Ein derartiger Arbeitsvorgang gestattet, das Material der Form — hier Schmiedeisen — wegen der nur in Form von Zugspannungen auftretenden Beanspruchung bis zur äußersten Festheitsgrenze auszunutzen. Es wird somit der Kostenaufwand für das „verlorene“ Material der Form auf das geringste Maß beschränkt.

In der Hauptsache handelt es sich also darum, den wichtigsten Teil der ganzen Konstruktion, die Pfahlspitze, in geeigneter Weise auszubilden und vor allem gegen ein Abreißen oder Abdrängen von der Blechform unbedingt zu sichern.

Bezüglich der Herstellung einer solchen Pfahlspitze muß als erste Bedingung gelten, daß Rohrform und Spitze ein innig verbundenes Ganze bilden. Das aber kann in vollkommenster Weise nur erreicht werden, wenn beide Teile aus einem Stück bestehen, also die Pfahlspitze unmittelbar aus dem unteren Teil der Rohrform hergestellt wird. Das geschieht in folgender Weise: In die unterste rd. 2 m hohe Blechtafel einer Rohrform werden, wie aus Abbildung 3 ersichtlich ist, welche die Abwicklung der Rohrspitze darstellt, besondere Ein- und Ausschnitte gemacht. Hierdurch ergeben sich vier den Wandungen der späteren Spitze entsprechende Lappen I–IV. Diese werden so zusammengebogen, daß die Enden I–IV sich vierfach überdecken und eine stumpf begrenzte, etwa 50 cm lange hohle Blechspitze entsteht. In diese wird zur Aufnahme der Rammschläge ein genau passender, den Hohlraum ausfüllender Holzklotz eingesetzt und mit Asphaltkitt vergossen. Die eigentliche Rammspitze bildet eine massive, pyramidenförmige Eisenspitze, welche mittels eines Rundeisendornes, welcher die vier Blechrohr-lappen I–IV bolzenartig durchdringt und fest in den Holzklotz eingetrieben ist, befestigt wird. Vergl. Abbildungen 4 und 5.

Eine Zerstörung der Blechspitze durch Öffnen und Heraus schlagen des Holzkernes wird verhindert durch die vier aufeinanderliegenden Lappen-Enden I–IV, die durch den Rammschlag von oben und den Erdwiderstand von unten fest aufeinander gepreßt werden und so einem Ausweichen der Blechwände wirksam entgegenarbeiten. Unterstützt wird dieser Widerstand noch durch die Bolzenwirkung des Rundeisendornes.

Eine Anordnung dieser Art läßt die Möglichkeit einer Trennung der Spitze von der Rohrform kaum befürchten. Tatsächlich haben die Versuche und späteren Ausführungen die Richtigkeit des Konstruktionsgedankens durch dauernd gleichbleibende Erfolge bestätigt.

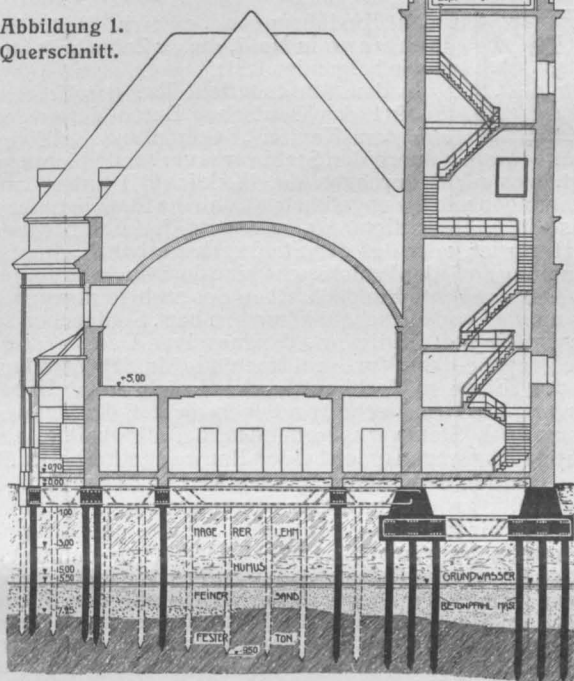
Die gewöhnlich autogen geschweißte 1,5 mm starke, zylindrische oder konische Blechrohrform von etwa 30 cm Durchmesser wird mit der vorbeschriebenen Spitze versehen unter die Ramme gebracht und dann eine genau passende Rammjungfer eingesetzt, die den oberen Blechrand um etwa 1 m Höhe überragt. Die auf die Jungfer wirkenden Rammschläge werden unmittelbar in die Pfahlspitze übergeleitet und die Form wird somit natürlich in den Boden nachgezogen.

Sobald die erforderliche Rammtiefe erreicht ist, wird die Jungfer herausgenommen, darauf die Form schichtenweise mit Beton gefüllt und dieser dann mit einem besonders geformten Stampfer fest eingestampft. Sind für den Pfahl später Biegungsspannungen zu erwarten, so werden vor dem Einbringen des Betons ent-

sprechende Rundeiseneinlagen in die Form gestellt und einbetoniert. Während des Arbeitsvorganges kann man sich durch den Augenschein fortlaufend die Gewißheit verschaffen, daß die richtige Lage der Eisen an jeder Stelle eingehalten ist.

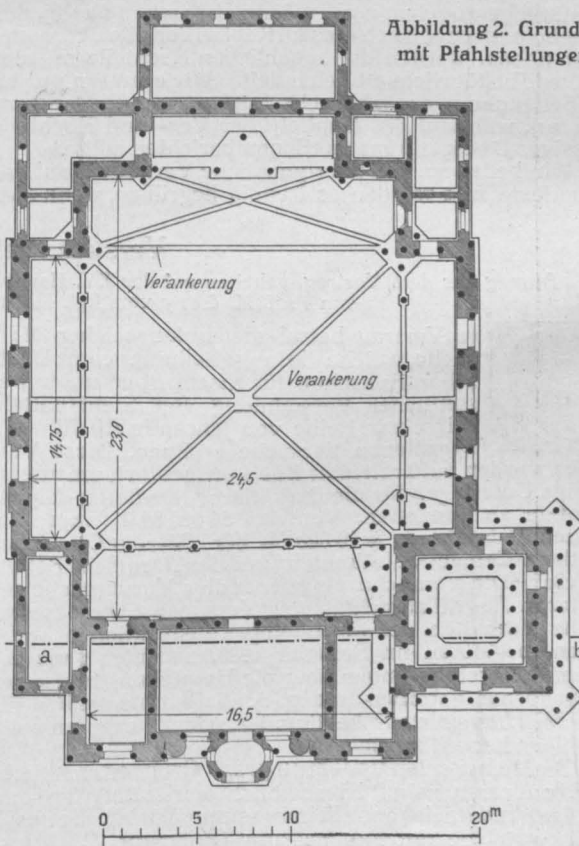
Auch der neuerdings mit besonderer Aufmerksamkeit verfolgten schädlichen Einwirkung etwa im Untergrund vorhandener „Moorsäure“ wird bei diesem Betonpfahl mit Sicherheit entgegen getreten. Als ganz besonders wichtig muß vor allem der Abschluß des frisch eingebrachten Pfahlbetons von derartigem säurehaltigem Grundwasser bezeichnet werden. Dem später erhärteten Beton gewährt der Eisenmantel als solcher bis zum gänzlichen Abrosten wieder-

Abbildung 1.  
Querschnitt.



Neue evangelische Kirche in Pankow.

Abbildung 2. Grundriß  
mit Pfahlstellungen.



um den nächsten Schutz. Ist später einmal die Eisenform fortgerostet, so tritt auch dann noch keine Gefährdung des Pfahles ein, da in allen Fällen, in denen Gefährdung des Betons durch Moorsäure nach den Bodenuntersuchungen zu erwarten ist, die Pfahlform vor dem Betonieren innen nach besonderem Verfahren mit einem säurefesten Anstrich versehen und hierauf mit Asphaltpappe ausgekleidet wird, sodaß damit ein weitgehender Schutz gegen alle Möglichkeiten vorgesehen ist.

Die Belastung, welche ein Pfahl von 32 cm Durchmesser ohne weiteren statischen Nachweis aufnehmen kann, ist vom kgl. Polizei-Präsidium zu Berlin, das eingehende Belastungsversuche angestellt hat, ein für alle Mal auf 35 t festgesetzt, eine Belastung, die in den weitesten Fällen vollkommen genügt, ja meist noch nicht erreicht wird. Sollten jedoch ausnahmsweise größere Belastungen verlangt werden, so wird der Pfahl-Querschnitt entsprechend vergrößert.

## Deutscher Beton-Verein — Stahlwerksverband.



u den Ausführungen des Hrn. Dipl.-Ing. Fischmann in No. 7. dieser Zeitschrift stellen wir Folgendes fest:

In dem Jahresbericht über das Vereinsjahr 1911 des Deutschen Beton-Vereins ist unter dem Kapitel „Bekämpfung der Eisenbetonbauweise durch den Stahlwerksverband“ nichts gesagt, was nicht durchaus der Wirklichkeit entspräche. Wendungen wie die angeführten, „daß die Eisenbetonbauweise in unberechtigter Weise angegriffen und herabgesetzt werde“, oder daß der Stahlwerksverband „eine Bekämpfung um jeden Preis“ suche, sind darin nicht enthalten.

Das erwähnte Rundschreiben des Stahlwerksverbandes an die Landwirtschaftskammern betr. Stalldecken sowie das Kapitel „Einteilung der massiven Decken, sowie ihre gegenseitigen Vor- und Nachteile“ in der Veröffentlichung „Eisen im Hochbau“ kann uns nicht zu der Ueberzeugung des Hrn. Fischmann bekehren, daß die Stellungnahme des Stahlwerksverbandes darauf abziele, eine richtige Abgrenzung der beiden Bauweisen herbeizuführen. Denn in dem Rundschreiben werden Behauptungen aufgestellt, welche in dieser Allgemeinheit nicht gültig sind, wie wir in unserer Broschüre „Beton- und Eisenbetondecken in landwirtschaftlichen Ställen“ an Hand einer großen Anzahl von Beispielen aus der Praxis nachgewiesen haben. Ein Werk aber von der Bedeutung des Buches „Eisen im Hochbau“, das für Jeden, der sich mit Eisenkonstruktionen zu beschäftigen hat, von hervorragendem Wert ist, muß an Wert verlieren, wenn es ein Kapitel aufweist, wie das obengenannte, das nicht mehr auf dem Boden sachlicher Kritik steht, wie jeder unparteiische Sachverständige zugeben wird. Ganz abgesehen davon, daß Eisenbetondecken nach diesem Kapitel Vorteile überhaupt nicht haben, werden die angeblichen Nachteile mit der größten Ausführlichkeit behandelt. Wir erinnern nur an die Behandlung der Abbruchfähigkeit von Eisenbetonbauten, während das Kapitel über Vor- und Nachteile massiver Deckenkonstruktionen berichten sollte.

Wir bedauern das unerquickliche Verhältnis auf das lebhafteste und würden es freudig begrüßen, wenn sich

Abbildung 6 zeigt die Baustelle der Kirche während der Ausführung der Ramm- und Betonierungsarbeiten und Abb. 7 gibt das Fundament des Kirchturmes mit fertiger Gründung wieder. Abb. 1 und 2 lassen im Querschnitt und Grundriß die Pfahleinteilung, die Eisenbeton-Bankette über den Pfählen und die Verankerung der Fundamente erkennen, welche dazu bestimmt sind, den waghrechten Schub des Gewölbes aufzunehmen.

Zum Schluß sei nochmals auf die außergewöhnlich kurze Ausführungszeit hingewiesen und sei noch erwähnt, daß innerhalb derselben Zeit, die allein schon zur Herstellung der für die Gründung eines Bauwerkes erforderlichen Eisenbetonpfähle auf dem Werkplatz notwendig wäre, dasselbe Bauwerk bei Verwendung von Betonpfählen „Mast“ fertiggegründet sein wird (? Die Red.), während bei der Ausführung von Senkkasten oder Brunnen höchstens ein Drittel der ganzen Arbeit in der gleichen Zeit vollendet sein könnte. —

die beiden Verbände entschließen könnten, in gegenseitigem Verständnis und ohne gegenseitige Befehdung an der Entwicklung unseres Bauwesens und zum Wohle der Industrie zu arbeiten.

Daß der „Deutsche Beton-Verein“ zu gemeinsamer Arbeit bereit ist, das hat auch der Vorsitzende des Vereins, Hr. Alfred Hüser auf der diesjährigen Hauptversammlung in Berlin deutlich hervorgehoben. Nach dem uns heute vorliegenden Stenogramm hat er im Anschluß an das betr. Kapitel im Jahresbericht des Vorstandes etwa Folgendes ausgeführt:

„Es ist zu bedauern, daß die große Eisenindustrie einen derartigen Standpunkt uns gegenüber eingenommen hat. Wir haben so viele gemeinschaftliche Interessen. Ich nenne nur die Schlackenverwertung und die Frage der Bestimmung der Qualität des Rundeisens, Fragen, die uns doch zur gemeinsamen Arbeit, zum Streben nach gemeinsamen Zielen führen sollten. Statt dessen sind wir zum Kampfe herausgefordert worden. Wir brauchen den Kampf nicht zu fürchten; es ist kein Kampf ums Dasein, es ist ein Kampf um die mächtigere Entwicklung. Ich möchte aber besonders betonen, daß uns der Kampf aufgezwungen worden ist, und daß wir gerne da sind, wenn es heißt, Friedensverhandlungen anzuknüpfen.“

Hiermit ist deutlich genug gesagt, daß der Deutsche Beton-Verein die Aufhebung des jetzigen Kriegszustandes ernstlich wünscht. Solange der Stahlwerksverband aber Veröffentlichungen der genannten Art gegen die Eisenbetonbauweise richtet, solange muß dem Deutschen Beton-Verein eine Kritik dieses Vorgehens und eine Stellungnahme zu diesen Veröffentlichungen unbenommen bleiben. In dieser Beziehung hat sich der D. B.-V. seither stets in der Stellung des Verteidigers befunden, in dieser Stellung aber sein gutes Recht gewahrt.

Oberkassel (Siegburg), den 17. April 1912.

Deutscher Beton-Verein (E. V.).

I. A.: Petry, Direktor.

Nachschrift der Redaktion: Hiermit glauben wir diese Auseinandersetzungen in den Spalten unserer Zeitschrift schließen zu dürfen. —

## Versuche mit Stampfbeton.

Auszug aus dem Vortrag, gehalten auf der XV. Hauptversammlung des „Deutschen Beton-Vereins“ in Berlin 1912 von Prof. M. Gary vom kgl. Material-Prüfungsamt Groß-Lichterfelde-West.



Der Vortrag betraf die umfangreichen Versuche, welche die lange Reihe der vom „Deutschen Ausschuss für Eisenbeton“ unter wesentlicher Verwendung von Staatsmitteln seit einer Reihe von Jahren in Ausführung begriffenen Versuche eröffnen. Diese Versuche wurden auf breiter Basis ausgeführt, um zuverlässige Unterlagen für die Beurteilung der Beton-Eigenschaften zu gewinnen. Von den 54 000 M. betragenden Kosten übernahmen je 10 000 M. der „Verein Deutscher Portland-Cement-Fabrikanten“ und der „Deutsche Beton-Verein“. Die Versuche, als notwendige Vorversuche der weiter in Angriff zu nehmenden Versuche über das statische Verhalten der Eisenbeton-Konstruktionen angesehen, begannen im Sommer 1906, nachdem ganz bestimmte Vereinbarungen über die Herstellungsweise der Probekörper getroffen und z. B. die Wasserzusätze für jede Mischung einzeln bestimmt worden waren, um volle Vergleichbarkeit zu sichern.

Der Arbeitsplan umfaßt 10 große Gruppen, nämlich: A. Druckversuche mit Kiesbeton zweierlei Art (Kiessand aus Isar und Rhein) ohne Feinmessung (Würfel). B. Desgl. Druckversuche mit Feinmessung (Prismen). C. Druck-

Versuche mit Granitschotter-Beton ohne Feinmessung (Würfel). D. Desgl. Druckversuche mit Feinmessung (Prismen). E. Druckversuche mit Beton aus verschiedenen Sanden und Steinschlag ohne Feinmessung (Würfel). F. Biegeversuche. G. Zugversuche. H. Zug- und Druckversuche im Wechsel. I. Drehversuche. K. Scherversuche.

Zu den Hauptreihen wurden zwei Portlandzemente, ein guter und ein schlechter, und zwei Wasserzusätze verwendet und die Prüfung wurde bis zu 5 Jahren Alter der Proben als längste Frist durchgeführt; die anderen Reihen erstrecken sich nur bis zu einem Jahr Alter der Proben, teilweise auch nur bis zu 90 Tagen Alter. Trotz dieser Einschränkung ist das Material so umfangreich — es handelt sich um rund 4600 Probekörper und etwa 20 000 Beobachtungen, daß es ganz unmöglich ist, in einem Vortrag oder gar in einem Bericht darüber alles das zu erschöpfen, was die Versuche lehren und nach welchen Richtungen hin sie nutzbar zu machen sind. Es kann auch nicht erwünscht sein, die in einem umfangreichen Bande in allernächster Zeit bei Wilhelm Ernst & Sohn in Berlin erscheinende Arbeit zu zerpfücken und ihr das Interesse der Bauwelt, welches sie in hohem Maß verdient, vorzeitig zu entziehen. Der sehr reiche



Inhalt des von Geh. Reg.-Rat Prof. Rudeloff und Prof. Gary bearbeiteten Buches soll nachstehend nur durch einige Streiflichter beleuchtet werden.

Der Ursprung der Zemente sollte nicht öffentlich bekannt gegeben werden.

Der eine (A) hatte nach 28 Tagen Normen-Wasserlagerung Zug 28,2, Druck 314 kg/qcm, der andere (B) „ 16,6, „ 134 „ Festigkeit.

Die Zemente waren mit Absicht so gewählt.

Die übrigen Materialien waren folgende:

Isarsand im Urzustand und Isarkies, abgesiebt zwischen 7 und 25, sowie 25 und 40 mm, von Ratzinger & Wiedenkaß in München; Rheinsand, wie er aus dem Bagger fällt, und Rheinkies, auf denselben Sieben abgesiebt wie Isarkies, von Dyckerhoff & Widmann, Biebrich a. Rh.; Basaltquetschsand, 7 mm, von der Odenwälder Hartstein-Industrie A.-G. zu Nieder-Ramstadt; Granitsteinschlag und Grobgrus (wie die Kiese abgesiebt) von dem Granitwerk G. m. b. H. C. Kulmiz zu Oberstreibitz bei Striegau; Hochofenschlacke x von dem Portland-Zementwerk A.-G. zu Rombach; Hochofenschlacke y von den Buderus'schen Eisenwerken zu Wetzlar.

Die verschiedenartige Körnung der einzelnen Zuschlagstoffe bedingte naturgemäß in den im übrigen gleichartig gestalteten Mischungen verschiedenartige Wasserzusätze. Die Spannung zwischen dem erdfeuchten und weichen Beton ist vielfach nicht sehr groß, 1,3—2,3%, und doch machen sich die Unterschiede zwischen beiden Betonarten zuweilen sehr auffällig geltend.

Für die Beton-Versuche haben in den meisten Reihen eine fette und eine magerere Mischung Verwendung gefunden: 1:2,5:5 und 1:4:8.

Es ist leider bei uns üblich, die Mischungsverhältnisse nicht in Prozentzahlen, bezogen auf die Raumeinheit, sondern in absoluten Zahlen anzugeben, also, um bei dem Beispiel der besprochenen Versuche zu bleiben, zu sagen: 1:2,5:5 und 1:4:8. Diese Bezeichnungsweise kann zu erheblichen Irrtümern führen.

Auf den ersten Blick hat man beim Anhören dieser Zahlen den Eindruck, als wenn die letztere Mischung ganz beträchtlich magerer wäre als die erste, d. h. fast die doppelte Menge an Sand und Kies enthielte. Wenn man nun aber die angegebenen Mischungsverhältnisse nach Pro-

zenten des Raumes umrechnet, so ergeben sich folgende Zahlen: 11,8:29,4:58,8 und 7,7:30,8:61,5.

Man sieht nun deutlich, daß das Steinskelett der mageren Mischung 1:4:8 gegenüber der fetten 1:2,5:5 nur geringe Abweichungen aufweist. Die Zementmenge ist in der ersten Mischung geringer und wird wesentlich durch Sand ersetzt, während die Menge des groben Zuschlag-

materials verhältnismäßig fast dieselbe geblieben ist. Man muß sich das bei Beurteilung der Versuchsergebnisse gegenwärtig halten.

Sämtliche Probekörper erhärteten zwei Tage an der Luft, die übrige Zeit unter feuchtem Sand. Am Tage vor der Prüfung wurden sie aus dem Sande herausgenommen.

Der Druck ist bei den Würfeln senkrecht zur Stampfrichtung ausgeübt worden. Bei Herstellung der Prismen und Balken wurde in gleicher Weise wie bei Herstellung der Würfel verfahren. Von sämtlichen Körpern ist das Gewicht nach der Herstellung und vor der Prüfung festgestellt worden.

Besonders breiten Raum nehmen in den Versuchen die Untersuchungen über den Einfluß des Waschens und den Einfluß der Entfeinerung von Isarkiesand und Rheinkiesand ein. Dabei ergeben sich sehr interessante Unterschiede.

Aus dem Vergleich der Druckfestigkeiten, wie sie mit Natursanden und -Kiesen und mit den gleichen Stoffen gewaschen und gefeint an Würfeln und Prismen gefunden wurden, lassen sich folgende Schlüsse ziehen: Im Isarsand ist das feinste Material der Entwicklung der

Druckfestigkeit des Betons in den geprüften Mischungen schädlich. Im Rheinsand wirkt die Entfeinerung schädigend auf die Entwicklung der Festigkeit, aber nur wenn der Beton erdfeucht gestampft wird, fördernd aber, wenn der Beton in weichem Zustand zur Verarbeitung gelangt.

Man kann das damit erklären, daß in dem trockenen Beton der feine Staub in den Poren noch Platz findet, nicht trennend zwischen den Körnern des

Zuschlagmaterials und des Zementes tritt, während beim Vorhandensein von überschüssigem Wasser, wie es im weichen Beton möglich ist, das Wasser (oder der Staub) auflockernd wirken muß, wenn sie keinen Platz in den Poren zwischen den Sandkörnern finden. Öffnet man dem Wasser diese Poren durch Entfernung der feinsten Staubteile, so können sich die übrigen Teile des Zement-

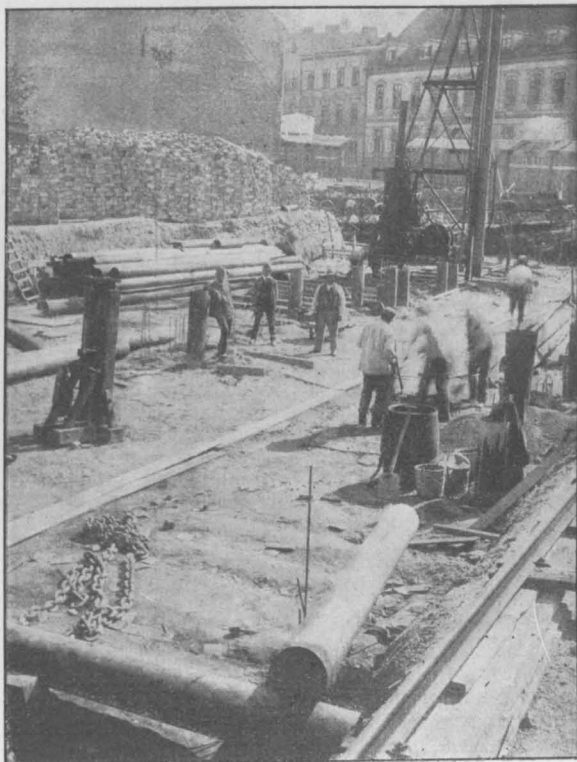


Abbildung 6.  
Baustelle der Kirche während der Gründungsarbeit.



Abbildung 7. Turmfundament.  
Gründung einer Kirche auf Betonpfähle „System Mast“.

Sand-Kies-Gemisches dichter als vorher lagern und die Festigkeit wird höher.

Man erkennt auch aus den Versuchen, wie außerordentlich groß der Einfluß guten Zementes auf die Druckfestigkeit des Betons ist, namentlich wenn dieser weich eingestampft wird.

Sehr interessant sind die Ergebnisse der Untersuchung, wie sich die Mörtel, die zu den Betonmischungen verwendet wurden, für sich, ohne die groben Zuschläge, verhalten.

Ohne auf Einzelheiten einzugehen, sei nur mitgeteilt, daß zweifelsfrei bewiesen ist, daß Erfahrungen, bei der Mörtelprüfung mit kleinen Körpern gesammelt, nicht auf große Körper der gleichen Mischung und nicht auf Beton übertragen werden dürfen, auch wenn dieser mit dem gleichen Mörtel und in gleicher Weise erzeugt wurde.

Mit jedem Zuschlagmaterial muß die Prüfung in derjenigen Mischung ausgeführt werden, in der es zur Verwendung kommen soll.

Von Interesse sind ferner die gesetzmäßigen Beziehungen der gleichen Mischungen unter Benutzung von drei Sanden, sowie Kies, Kies-Steinschlag und Steinschlag unter einander, bei einem Jahr Alter der Proben.

Setzt man die Druckfestigkeit der Mischungen 1:2,5:5 und 1:4:8, die unter ausschließlicher Verwendung von Kies entstanden sind, gleich 100 und rechnet die Mittelwerte der gleichen Mischungen, die aber Kies und Steinschlag oder nur Steinschlag enthalten, hierauf um, so läßt sich dieses gesetzmäßige Verhalten der Beton-Druckfestigkeit in verschiedenen Zuständen beim Wechsel zwischen Kies- und Steinschotterzuschlag erkennen. Man erhält

ein deutliches Bild von dem Einflusse verschiedener Sande und verschiedener Zemente.

In fetter Mischung sind die Unterschiede zwischen A-Beton und B-Beton gering, wenn der Beton erdfeucht gestampft wurde, sehr beträchtlich aber, wenn er weich eingefüllt wird, es sei denn, dem Sande fehlt das Feinste. Dann verschwinden die Unterschiede. Mit Isarsand wird der B-Beton besser durch Steinschlag-Zusatz gefördert, mit Rheinsand, wie ihn der Fluß liefert, der A-Beton, entfemt aber wieder der B-Beton. Die Entfeimung des Sandes hebt sowohl die Unterschiede der Zemente wie die der Zuschläge nahezu auf.

In magerer Mischung verhält sich A-Beton und B-Beton erdfeucht gestampft und weich eingefüllt nahezu gleich. Der Isarsand verträgt am besten die Kies-Schottermischung, der Rheinsand im natürlichen Zustand den reinen Schotterzuschlag. Im Mörtel aus entfemtetem Rheinsand ist es — wenn der Beton erdfeucht gestampft wird — gleich, ob reiner Schotter oder das Kies-Schottergemisch zugesetzt wird; wird aber der Beton weich eingefüllt, so gibt der Schotterzuschlag nach einem Jahre schlechtere Druckfestigkeit als der Kieszuschlag.

Mit zunehmendem Alter verschieben sich die Druckfestigkeiten verschiedener Betonarten gegeneinander.

Man kann also allgemeine Schlüsse auf alle Betonarten aus Versuchen mit bestimmten Zuschlagstoffen bei bestimmtem Alter der Proben nicht ziehen. Jedes Material hat seine Eigenarten und bringt diese unter verschiedenen Umständen verschieden zur Geltung. Daraus folgt, daß jede Betonmischung je nach ihrer Verwendungsart für sich geprüft werden muß, um richtig beurteilt werden zu können. —

(Schluß folgt.)

## Verbreiterung einer in Backstein gewölbten Brücke durch beiderseits auskragende Gehwege in Eisenbeton.

Von Oberingenieur C. F. Müller in Regensburg.

**D**ie außerordentlich vielseitige Verwendbarkeit des Eisenbetons, nicht nur bei Neuauführungen von Hoch- und Tiefbauten, sondern auch bei Um- und Anbauten älterer Bauwerke anderer Konstruktionsart, ist durch viele Ausführungen bewiesen. Ein weiteres Beispiel zeigt die nachstehend beschriebene kleinere Ausführung, bei welcher der Eisenbeton als Engänzung

lager imstande sind, das infolge einer Verbreiterung durch Konstruktion und Verkehr hinzu kommende Mehr-Gewicht aufzunehmen, wurde die Ausführung, wie in den Abbildungen 1—7 dargestellt, vorgenommen.

In der Fahrbahn-Beschotterung und Erdauffüllung über den Gewölben wurden in Abständen von 1,84 m quer zur Fahrtrichtung einzelne Schlitzte ausgebrochen, welche zur Aufnahme der Eisenbetonrippen dienten. Diese Eisen-

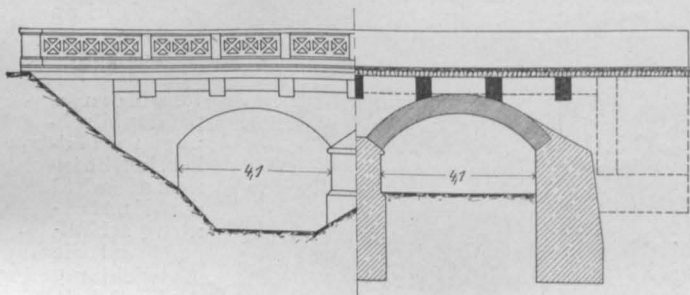


Abbildung 1. Ansicht und Längsschnitt.

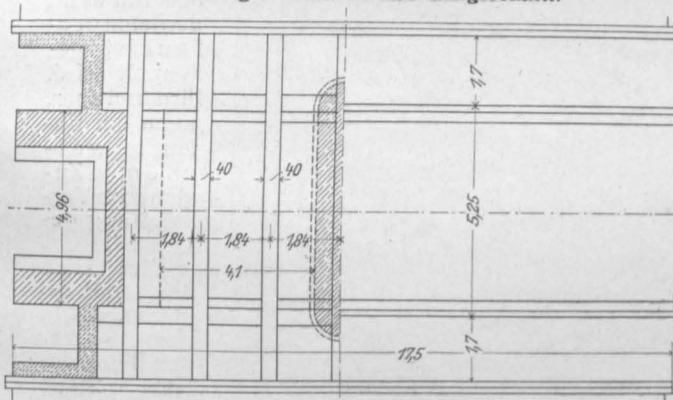


Abbildung 2. Grundriß und Aufsicht auf die Fahrbahn.



Abbildung 5. Ansicht der verbreiterten Brücke.

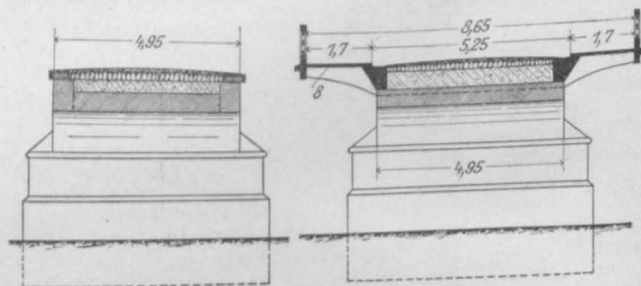


Abbildung 3 und 4. Querschnitt der alten und der verbreiterten Brücke.

eines älteren Bauwerkes anderer Konstruktionsart mit bestem Erfolg verwendet wurde. Es ist diese die Verbreiterung einer alten aus zwei Backsteingewölben bestehenden Brücke, welche im Frühjahr 1911 erfolgte.

Die alte vorhandene Brücke von 4,95 m Breite sollte beiderseits um einen je 1,7 m breiten Gehwegstreifen verbreitert werden. Nachdem man sich durch eingehende Untersuchung davon überzeugt hatte, daß die vorhandenen Backsteingewölbe, sowie deren Pfeiler und Wider-

betonrippen kragen in Form von Konsolen je 1,85 m über die alten Gewölbestirnen hinaus und nehmen als gleichmäßig verteilte Last die kontinuierlich über sie hinweg gehenden Gehwegplatten und als Einzellast am äußersten Konsolende die Eisenbetonbrüstung auf.

Da die Brücke im Zuge einer verkehrsreichen Straße liegt, so konnte von einer vollständigen Absperrung der Fahrbahn während der Ausführung keine Rede sein, sondern die Brücke wurde nur während der Betonierung der



in der Fahrbahn liegenden Konstruktions-  
teile gesperrt; sobald diese Arbeit erledigt  
war, wurde die Fahrbahn dem allgemeinen  
Verkehr wieder freigegeben.

Die Herstellung der auskragenden Teile,  
als Konsolen, Gehwegplatten und Brüstung,  
wurde somit ohne jede Einschränkung des  
Fahrverkehrs auf der Brücke betätigt.

Die statische Berechnung wurde auf  
Grund der „Ministeriellen Vorschriften vom  
24. Mai 1907“ durchgeführt. Die sich hierbei  
ergebenden Abmessungen der Konstruk-  
tionsteile und Eiseneinlagen sind aus den  
Abbildungen 6 und 7 ersichtlich.

Zum Schluß sei das Ergebnis der am  
23. September 1911 erfolgten Probebelastung  
angeführt. Es wurde auf jedem der beiden  
auskragenden Gehwege eine Strecke von  
4 m Länge auf die ganze Gehwegbreite zu-  
nächst mit 750 kg/qm, also mit je 5100 kg be-  
lastet. Auf der einen Seite ergab sich am  
äußersten Konsolende eine höchste Einsen-  
kung von 0,2 mm, die nach erfolgter Ent-  
lastung auf 0 zurück ging. Unter dem Konsol-  
Ende der anderen Gehwegseite ergab sich  
keinerlei Einsenkung, obwohl die Be-  
lastung hier insgesamt auf 7500 kg, also auf  
rd. 1100 kg/qm erhöht wurde. Da die Nutzlast  
für Gehwege 360 kg qm ist, so betrug die hier  
aufgebrachte Last das Dreifache.

Während der Belastung der Gehwege  
wurde die Fahrbahn mit einer Straßenwalze  
von 17000 kg Dienstgewicht mehrfach befahren  
und somit auch die alte Konstruktion  
auf ihre Tragfähigkeit nochmals erprobt.  
Zur Feststellung der Einsenkungen wurden zwei Griot-  
sche Biegemesser benutzt.

Der Probebelastung wohnten bei von seiten der Stadt  
Straubing als Auftraggeberin: Hr. Stadtr. Mahkorn;

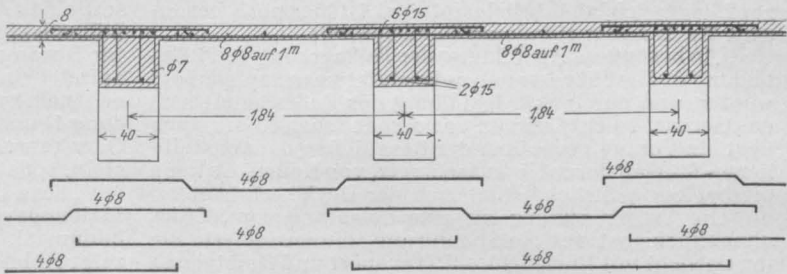
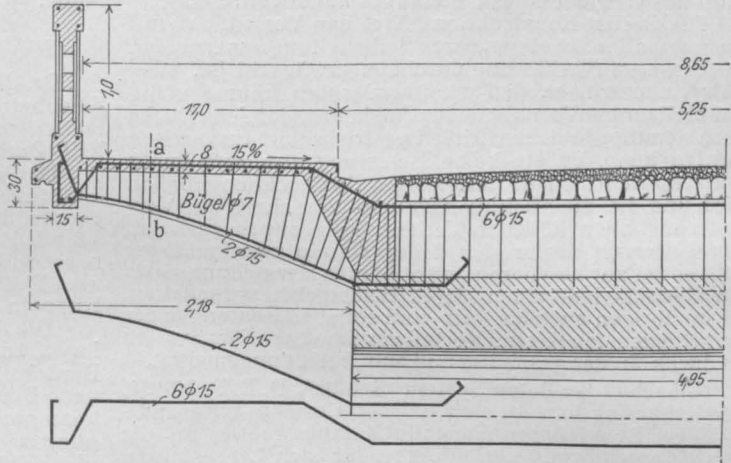


Abbildung 6 und 7. Einzelheiten der Armierung.



von seiten der ausführenden Firma Koch & Spiegel,  
G. m. b. H., Eisenbetonbau in Regensburg: Ob.-Ing. C. F.  
Müller, welcher auch die statische Berechnung und  
die Konstruktionspläne der Ausführung fertigte. —

### Vermischtes.

Verstellbarer eiserner Gerüst-Unterzug  
zur Herstellung von Schalgerüsten im Massiv-  
deckenbau, System „Arndt“. Die Herstel-  
lung von Massivdecken auf fester hölzerner  
Rüstung bedingt für letztere einen erheb-  
lichen Kostenaufwand an Material und Ar-  
beitslohn, ist an sich schon zeitraubend und  
bringt vor allem für die Bauausführung da-  
durch Zeitverluste mit sich, daß, solange die  
Stützen der Rüstung stehen bleiben müssen,  
die Ausführung von Ausbaurbeiten in den  
betr. Räumen unmöglich ist. Hieraus ergibt  
sich die Neigung, die Stützen vorzeitig fort-  
zunehmen, was nicht selten zu Deckenein-  
stürzen und Unglücksfällen geführt hat.

Es sind nun allerdings auch schalungs-  
lose Decken ausgeführt worden, diese setzen  
aber besondere Tragwerke aus Eisen oder  
Eisenbeton voraus, besitzen auch gewisse  
Uebelstände, die hier nicht näher erläutert  
werden sollen, und sind vor allem nur bei be-  
stimmten Systemen verwendbar.

Der nachstehend beschriebene und durch  
Abbildungen dargestellte verstellbare eiserne  
Unterzug von Baumstr. Otto Arndt in  
Liegnitz will aber gerade Ersatz für die feste  
Rüstung gewöhnlicher Eisenbeton- und Hohl-  
steindecken schaffen.

Das Prinzip des Unterzuges ist in Abbil-  
dung 1 dargestellt. Es zeigt eine Hänge-  
werkskonstruktion, die so zusammen-  
gesetzt ist, daß die Seitenteile e in den  
Mittelteil m eingeschoben werden könn-  
en. Durch die Feststellschrauben x  
wird der Unterzug in ausgezogenem Zu-  
stand festgeklemmt, durch die Schrau-  
be p kann das Ganze angespannt wer-  
den. Die Aufhängung h ist in wagrech-  
tem und senkrechtem Sinne verstell-  
bar. Der Unterzug kann sich also allen  
Anforderungen anpassen. Die prak-  
tische Ausbildung zeigt die Abbildung 2,  
die das Beispiel der Einschaltung der  
Treppenhausdecke im Lehrerseminar  
zu Liegnitz von 6 m freier Spannung  
zeigt. Der Obergurt des Unterzuges,  
der durch die Schalungsbretter in gan-

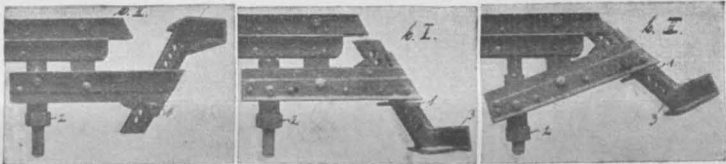


Abbildung 3. Unterzug aufgehängt, aufgestützt bzw. gesenkt.

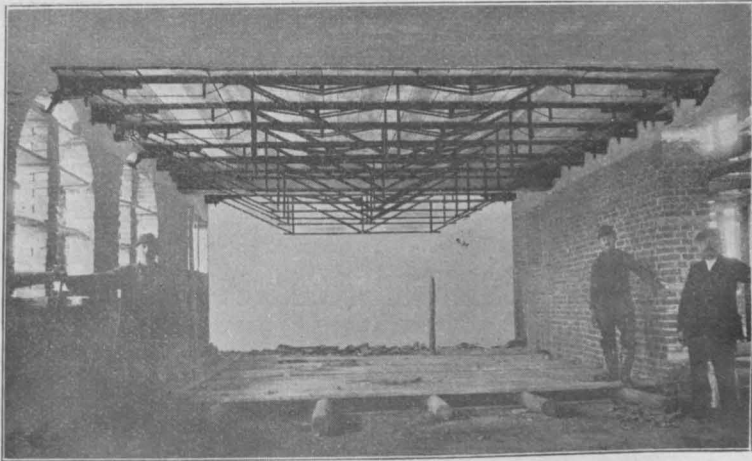
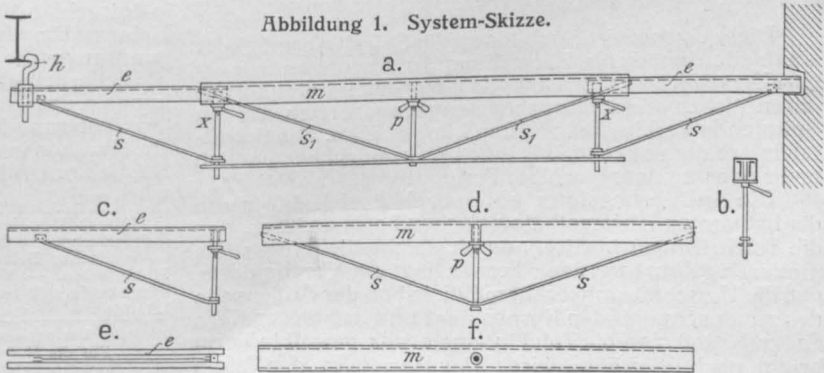


Abbildung 2. Gesamtbild einer Decken-Einschalung.



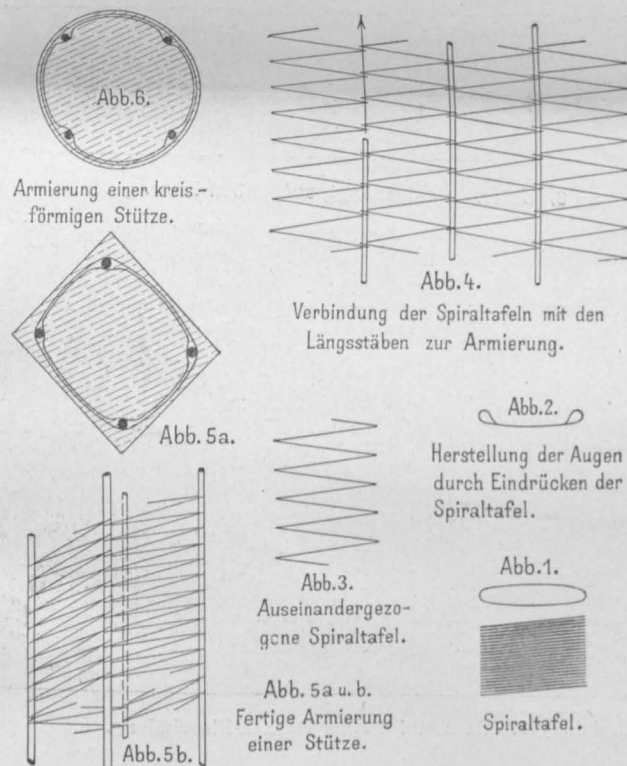
zer Länge gleichmäßig belastet wird, ist hier noch besonders durch kleine Hängewerke ausgesteift.

Die besondere Ausbildung der Auflagerung zeigt Abbildung 3. Die Füße können aufgestützt bzw. aufgehängt werden und durch Schrägstellung des Fußes senkt sich das Gerüst. Auch hierin, in der allmählichen Ausrüstung liegt ein Vorzug gegenüber der Beseitigung der sonst üblichen Stützen durch Herausschlagen von Keilen. Es kann hierbei kein plötzlicher Einbruch der Decke erfolgen.

Die Träger werden für eine Belastung von 3000 kg, ohne Rücksicht auf die Spannweite, dimensioniert, um ihr Gewicht mit Rücksicht auf Transport und Aufstellung in niedrigen Grenzen zu halten. Bei 7 m Spw. stellt sich dann das Gewicht eines Unterzuges auf etwa 152 kg.

Die Gerüst-Konstruktion bietet den Vorteil, daß mit Ausnahme der Schalung, deren Beibehaltung aus Gründen der besseren Ausführung durchaus erwünscht ist, alles Holz verschwindet, daß die überdeckten Räume völlig frei bleiben zur Vornahme des Ausbaues, daß jede Decke nach der erforderlichen Erhärtungsfrist sofort ausgeschalt werden kann, da sie keine Belastung von oben durch Stützen erfährt, sodaß ein baldiges Austrocknen möglich wird, und daß die Rüstung sich ohne Verschnitt und Veränderung allen üblichen Verhältnissen anpassen kann. Der Unterzug dürfte sich daher als ein zweckmäßiges Hilfsmittel zur rascheren und billigeren Herstellung einer Massivdecke bald ein größeres Absatzgebiet verschaffen, ist im übrigen auch für Putz- und sonstige Rüstungen der verschiedensten Art mit Vorteil verwendbar. Das System ist durch Muster geschützt und zum Patent angemeldet.

Umschnürter Beton System „Schütz“, D. R. P. 240 950. Die Erfindung bezieht sich auf zur Umschnürung stabförmiger Betonkörper dienende Metallbewehrungen, die aus zickzackförmig verlaufenden für sich hergestellten Spiraltafeln (Abbildung 1) bestehen. Gemäß der Erfindung werden letztere aus flachen Drahtspiralen gebildet, bei denen der im Grundriß innere Draht unmittelbar neben dem äußeren verläuft, und beim Uebergang in diesen nach innen einseitig vorspringende Augen zum Umfassen der Längsstäbe bildet (Abbildung 2).



Diese eigenartige Ausbildung der Spiralen ermöglicht einerseits eine leichte Herstellung der Augen, andererseits das Umschließen eines möglichst großen Betonkernes durch die zum Hohlkörper zusammengesetzten flachen Spiralen in Verbindung mit den Längsstäben. Die Spiraltafeln erhalten zweckmäßig eine im Grundriß nach außen mehr oder weniger gewölbte Form.

Die Ausführungsform unterscheidet sich daher von der bekannten Abramoff-Magid'schen Form dadurch, daß die Tafeln Augen besitzen, durch welche die Längsstäbe hindurch geführt werden. Ferner liegt ein Vorzug darin, daß der Umschnürungsdraht möglichst an der Außenseite des zu umschnürenden Kernes liegt und daß dieser Kern dadurch, daß man die Tafel in eine etwas gewölbte Form bringt, noch vergrößert wird. Das Herstellen der Tafeln

sowie das Zusammenstellen derselben zu einer fertigen Stütze ist im übrigen äußerst einfach und ähnlich wie bei der Abramoff-Magid'schen Umschnürung, d. h. es werden Spiraltafeln mittels einer Biegevorrichtung usw. mit eng nebeneinander liegenden Windungen hergestellt (Abbildung 1) und hierauf die Tafeln eingedrückt (Abbildung 2). Oder es werden sofort die Spiralen mit den Augen hergestellt, sodaß sich das nachträgliche Eindrücken erübrigt.

Diese Tafeln können nunmehr auf das gewünschte Steigungsverhältnis auseinander gezogen werden (Abbildung 3). Das Herstellen der Armierung für eine Stütze zeigt Abbildung 4. Abbildung 5 zeigt die fertige Stützen-Armierung, Abbildung 6 die Armierung bei kreisrunder Säule. —

V. Schütz, Düsseldorf.

## Literatur.

Dr.-Ing. Karl Mautner, Beitrag zur Theorie der im Eisenbetonbau gebräuchlichen Form der Rippenkuppel. Forscherarbeiten auf dem Gebiete des Eisenbetons Heft XIII. Berlin 1911. Wilhelm Ernst & Sohn. Preis 4 M.

Der Verfasser hält die Klarlegung der statischen Verhältnisse der Rippenkuppel für besonders dringlich, weil gerade diese Kuppelform im modernen Eisenbetonbau sehr beliebt geworden ist und weil möglicherweise nach besserer Erkenntnis des Kräftespieles der Rippenkuppeln auch Schlüsse von dieser auf die Formänderung der glatten Kuppeln gezogen werden könnten.

Die Rippenkuppel kann man als ein räumliches Analogon zu dem Vierendeel-Träger der Ebene auffassen. Berücksichtigt man nun, welche Schwierigkeiten eine genaue Berechnung dieser ebenen Trägerformen bietet, so kann man ohne weiteres erkennen, daß die genaue Rechnung des räumlichen Gebildes, der Rippenkuppel, noch viel größeren Schwierigkeiten begegnen muß. Deshalb muß auch Dr. Mautner sofort zu Anfang seines Buches seinem Rechnungsverfahren eine Rippenkuppel zugrunde legen, welche sich nicht unwesentlich von der im Eisenbetonbau üblichen Rippenkuppel unterscheidet.

Der Verfasser setzt voraus, daß die Rippen in dem Fußring vollkommen eingespannt sind, daß dagegen zwischen den Rippen und dem Kopfring bzw. den Zwischenringen reibungslose Rollenlager sich befinden. Der Kopfring und die Zwischenringe können somit weder Vertikalkräfte noch Biegemomente, die in lotrechten Ebenen wirken, sondern lediglich wagrechte Kräfte übertragen. Damit erreicht er den Vorteil, daß das Hauptsystem (ein Rippenbogen) ohne Zwischenring nur einfach statisch unbestimmt ist. Für dieses Kuppelsystem berechnet er nun sowohl für vollsymmetrische als auch für halbsymmetrische Belastung die Bogen- und Ringkräfte. Ausgehend von der Annahme zunächst starrer Ringe entwickelt er die Bogenkräfte und Bogenmomente der Nebenrippen, um dann schließlich auch noch den Einfluß elastischer Ringe zu berücksichtigen. An einem Beispiel wird der praktische Rechnungsgang erläutert und zum Schluß werden in Tabellen die Rippenbiegungs-Einflußwerte für die gebräuchlichsten Rippeneinteilungen gegeben.

Die nicht immer einfachen Entwicklungen sind gewandt und folgerichtig aufgestellt. Für diejenigen aber, welche die Arbeit von Gleichung zu Gleichung verfolgen, wären gewiß einige textliche Erläuterungen mehr in den Rechnungsgängen, sowie an einigen Stellen etwas kürzere Entwicklungssprünge sehr erwünscht gewesen.

Da Dr. Mautner sein Buch einen „Beitrag zur Theorie der Rippenkuppeln“ nennt, kann er sich auch mit dem von ihm behandelten besonderen Fall begnügen, in welchem die Ringe nur wagrechte Kräfte aufzunehmen vermögen. Es wäre aber wohl nicht zulässig nun auch den Kopfring nur für wagrechte Kräfte zu rechnen und die Biegemomente in den lotrechten Ebenen (Rippen-ebenen) gänzlich unbeachtet zu lassen. Einseitig angreifende Windkräfte könnten doch noch Biegemomente in lotrechten Ebenen im Scheitel erzeugen, welche bei kleinem Ringdurchmesser größer sind als die Ringbiegemomente in der Ringebene.

Sicherlich wird aber künftig bei den Eisenbeton-Rippenkuppeln das Zusammenwirken der Rippen und die Ringformänderung in der Ringebene nach dem Vorschlag von Dr. Mautner in Rechnung gezogen werden, sodaß jedem Kuppelkonstrukteur das neue Werk unentbehrlich sein wird. —

Hager.

Inhalt: Der Neubau der Arndtstraßen-Ueberführung in Königsberg i. Pr. (Schluß). — Gründung einer Kirche auf Betonpfähle System „Mast“. — Deutscher Beton-Verein — Stahlwerksverband. — Versuche mit Stampfbeton. — Verbreiterung einer in Backstein gewölbten Brücke durch beiderseits auskragende Gehwege in Eisenbeton. — Vermischtes. — Literatur. —

Verlag der Deutschen Bauzeitung, G. m. b. H., in Berlin.  
Für die Redaktion verantwortlich: Fritz Eiselen in Berlin.  
Buchdruckerel Gustav Schenck Nachflg. P. M. Weber in Berlin.





UERBAHNSTEIG-  
HALLE AUS EISEN-  
BETON IM HAUPT-  
BAHNHOF LEIPZIG.

== DEUTSCHE ==

\*\*BAUZEITUNG\*\*

MITTEILUNGEN

ÜBER ZEMENT, BE-

TON- UND EISEN-

\*\* BETONBAU \*\*

IX. JAHRGANG 1912

\* \* \* NO. 9. \* \* \*

# DEUTSCHE BAUZEITUNG

## MITTEILUNGEN ÜBER ZEMENT, BETON- UND EISENBETONBAU

\*\*\*\*\*  
UNTER MITWIRKUNG DES VEREINS DEUTSCHER PORTLAND-  
CEMENT-FABRIKANTEN UND DES DEUTSCHEN BETON-VEREINS

NO. 9.

IX. JAHRGANG 1912.

### Querbahnsteighalle in Eisenbeton für den Hauptbahnhof in Leipzig.

(Hierzu eine Bildbeilage.)

Vortrag gehalten auf der XV. Hauptversammlung des Deutschen Beton-Vereins 1912 zu Berlin von Reg.-Bmstr. a. D. Gehler, Direktor der A.-G. Dyckerhoff & Widmann in Dresden.



ie allgemein bekannt ist, entsprach der Bau des neuen Hauptbahnhofes in Leipzig einem dringenden Bedürfnis. Anstelle von 6 einzelnen Bahnhöfen, die zum Teil aus der Zeit der ersten deutschen Eisenbahnen stammten, also jetzt fast 75 Jahre alt sind, sollte ein einziger neuzeitlicher

vor liegenden Empfangsgebäude von rund 300 m, welche meines Wissens von keinem Bahnhofe der Welt übertroffen wird, auch nicht von der bekannten Union-Station in St. Louis, die zwar 32 Kopfgleise, jedoch mit wesentlich geringerem Gleisabstand, umfaßt. In der monumentalen Ausgestaltung des Empfangsgebäudes war somit den deutschen Architekten eine seltene Aufgabe geboten, zu deren Lösung im Jahre 1906 ein öffentlicher Wettbewerb<sup>1)</sup> für deutsche Architekten ausgeschrieben wurde, bei dem 76 Entwürfe eingingen. Auf Grund dieses Wettbewerbes

Hauptbahnhof treten. Nach langjährigen Erörterungen wurde der Beschluß gefaßt, einen Kopfbahnhof zu bauen, und der Plan eines Durchgangs-Bahnhofes fallen gelassen, um den neuen Hauptbahnhof im Herzen der Stadt genau an der Stelle des alten Thüringer-, Magdeburger- und Dresdner-Bahnhofes errichten zu können und damit den bestehenden Verkehrs-Verhältnissen der alten Handels- und Meßstadt nach Möglichkeit Rechnung zu tragen.<sup>1)</sup>

Die neue Anlage enthält, wie aus dem Grundriß des Empfangsgebäudes, Abbildung 1, hervorgeht, für jede der beiden beteiligten Eisenbahn-Verwaltungen, der Kgl. Preussischen und der Kgl. Sächsischen Staats-Eisenbahn, je 13 Gleise, also insgesamt 26 Kopfgleise mit 12 Zwischenbahnsteigen von je 10<sup>m</sup> Breite und 2 Randbahnsteigen von je 8,5<sup>m</sup> Breite für den Personenverkehr, sowie 13 Gepäckbahnsteigen. Damit ergab sich eine Gesamtbreite der Bahnsteig-Anlagen mit dem da-



Abbildung 3. Blick in die Querbahnsteighalle. (Nach einer Zeichnung.)

<sup>1)</sup> Vergl. hierzu die ausführlichen Mitteilungen über den Gesamtplan in „Deutsche Bauztg.“ Jahrg. 1904 S. 37 ff und die weiteren Mitteilungen Jahrg. 1909 S. 257 ff.

<sup>2)</sup> Vergl. das Ergebnis Jahrg. 1907, S. 331 ff.



wurde den Dresdner Architekten Prof. William Lossow und Max Hans Kühne die Entwurfsbearbeitung des Empfangsgebäudes und die künstlerische Beratung bei den damit zusammenhängenden Bau-

teilen übertragen. Ein Schaubild des Empfangsgebäudes vom Bahnhofsplatz aus gibt Abbildung 2. Den architektonisch wirkungsvollsten Teil dieses Entwurfes bildet die Querbahnsteighalle, vergl. das

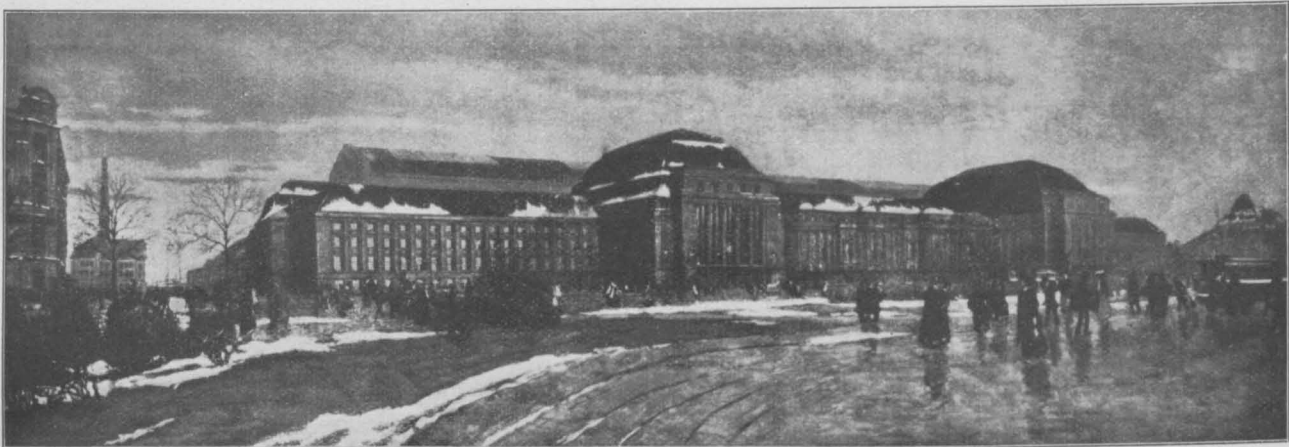


Abbildung 2. Schaubild des Empfangsgebäudes. Architekten: Professor Lossow & Kühne in Dresden.

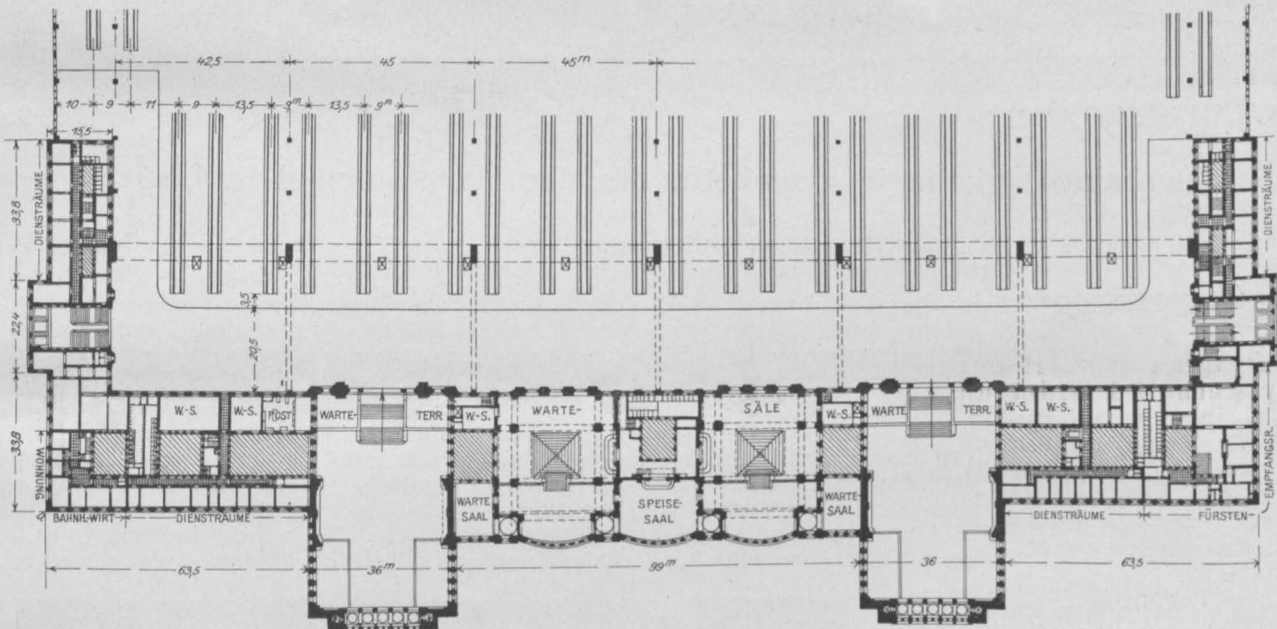


Abbildung 1. Grundriß des Empfangsgebäudes in Bahnsteighöhe.

Abbildung 4. Längsschnitt durch die Bahnsteighalle mit Angabe der provisorischen Stützen (P. S.)

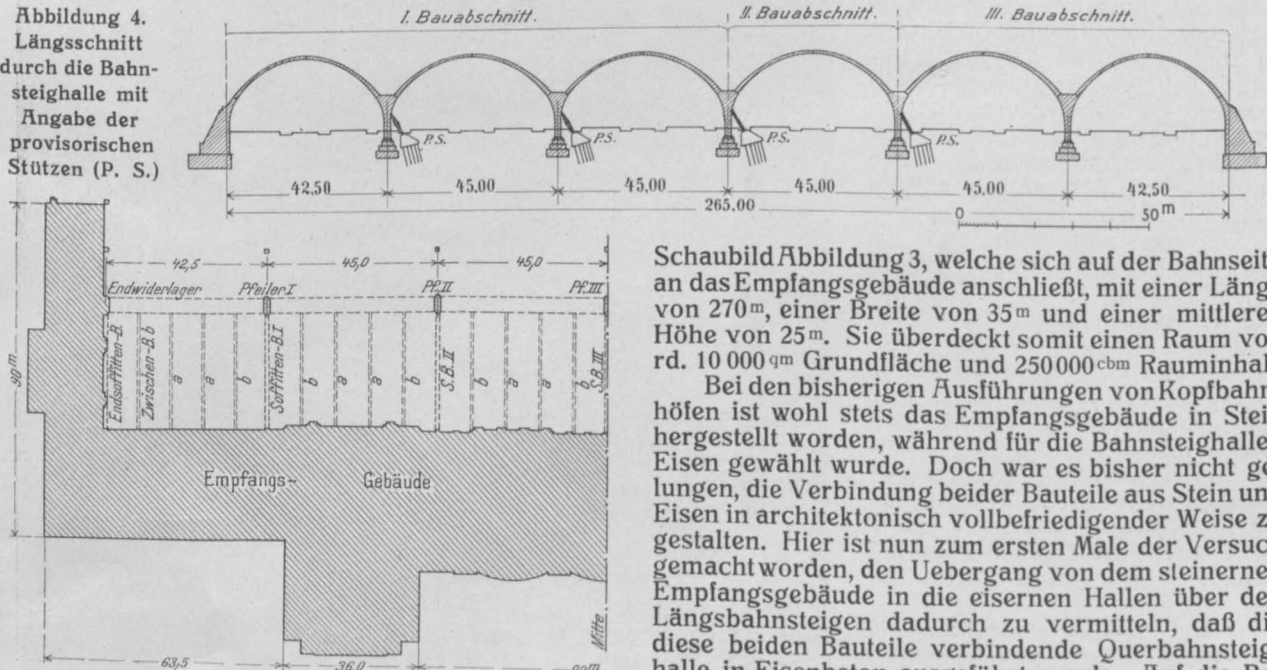


Abbildung 5. Grundriß des bisher ausgeführten Teiles.

Schaubild Abbildung 3, welche sich auf der Bahnseite an das Empfangsgebäude anschließt, mit einer Länge von 270m, einer Breite von 35m und einer mittleren Höhe von 25m. Sie überdeckt somit einen Raum von rd. 10 000 qm Grundfläche und 250 000 cbm Rauminhalt.

Bei den bisherigen Ausführungen von Kopfbahnhöfen ist wohl stets das Empfangsgebäude in Stein hergestellt worden, während für die Bahnsteighallen Eisen gewählt wurde. Doch war es bisher nicht gelungen, die Verbindung beider Bauteile aus Stein und Eisen in architektonisch vollbefriedigender Weise zu gestalten. Hier ist nun zum ersten Male der Versuch gemacht worden, den Uebergang von dem steinernen Empfangsgebäude in die eisernen Hallen über den Längsbahnsteigen dadurch zu vermitteln, daß die diese beiden Bauteile verbindende Querbahnsteighalle in Eisenbeton ausgeführt wurde. Auf die Bedeutung der architektonischen Ausbildung eines sol-

chen Bindegliedes war bereits in den Ausschreibungs-Bedingungen des Wettbewerbes hingewiesen worden. Die Verwirklichung dieses Grundgedankens und seine weitere Ausgestaltung ist dem Zusammenarbeiten der genannten Architekten mit den Vertretern der beteiligten Ministerien beider Eisenbahn-Verwaltungen und der Firma Dyckerhoff & Widmann A.-G. in Dresden, insbesondere aber dem zuständigen technischen vortragenden Rate im Königl. Sächs. Finanz-Ministerium, sowie dem Brückenbau-Büro der Königl. Sächs. Staats-Eisenbahnen in Dresden zu danken. Die örtliche Bauleitung des gesamten Haupt-Bahnhofes lag dem Kgl. Sächs. Neubau-Amt Leipzig ob.

Nach erfolgter Ausschreibung des Eisenbeton-Bauwerkes wurde der Sonderentwurf der Firma Dyckerhoff & Widmann A.-G. in Dresden der Ausführung zugrunde gelegt, welche den zeitlich getrennten drei Bauabschnitten entsprechend einem Konsortium von drei Firmen übertragen wurde. Die Firma Dyckerhoff & Widmann A.-G. übernahm die Ausführung des ersten Bauabschnittes der preußischen Hälfte<sup>1)</sup>, (vgl. Abb. 4) Max Pommer-Leipzig den zweiten Bauabschnitt,  $\frac{1}{6}$  des Ganzen, und Rudolf Wolle in Leipzig den dritten Bauabschnitt,  $\frac{1}{3}$  des gesamten Bauauftrages mit einer Anschlagsumme von rund 1550000 M.

Die Ausführung des ersten Bauteiles seitens der Firma Dyckerhoff & Widmann A.-G., welche hier erörtert werden soll, wurde am 1. Dezember v. J. beendet. Erst nach der am 1. Mai d. J. geplanten (und auch erfolgten, die Red.) Betriebseröffnung der preußischen Hälfte kann der alte Magdeburger- und Dresdner-Bahnhof abgebrochen und die Ausführung der völlig gleichen sächsischen Hälfte, des zweiten und dritten Bauabschnittes, erfolgen.

I. Die konstruktive Gestaltung des Bauwerkes. Die Aufgabe bestand in der Ueberdeckung eines Raumes von 270 m Länge und 35 m Breite. Durch diese rechteckige Grundrißgestalt war die Grundform einer einfachen Halle mit parallelstehenden Bindern bedingt. Der Grundriß ist durch die anstoßenden sechs eiser-

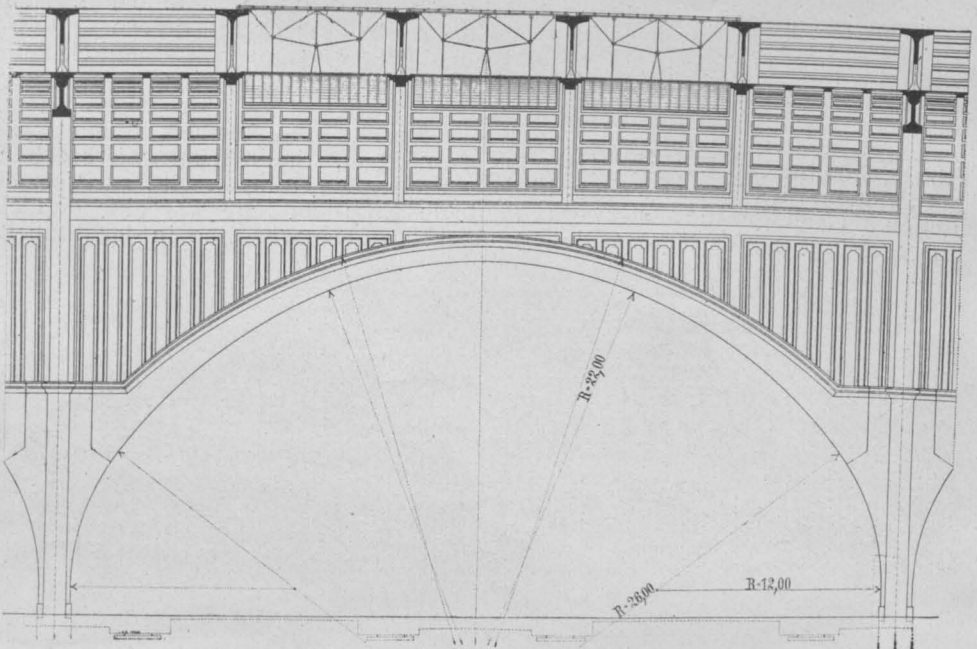


Abbildung 7.  
Längsschnitt.  
Blick gegen die  
Abslußbögen.

Abbildung 8 (Mitte).  
Ansicht des  
Soffittenbinders.

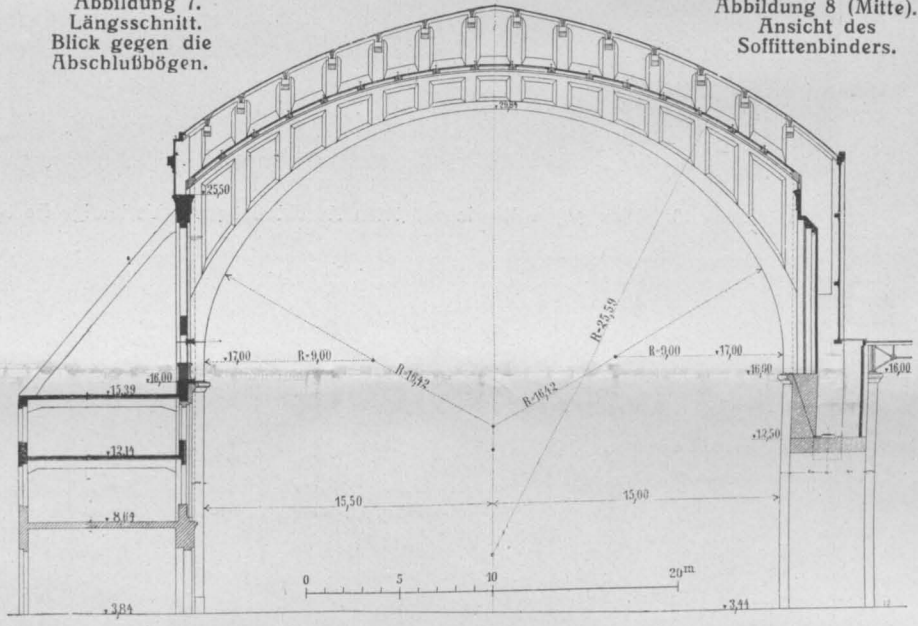
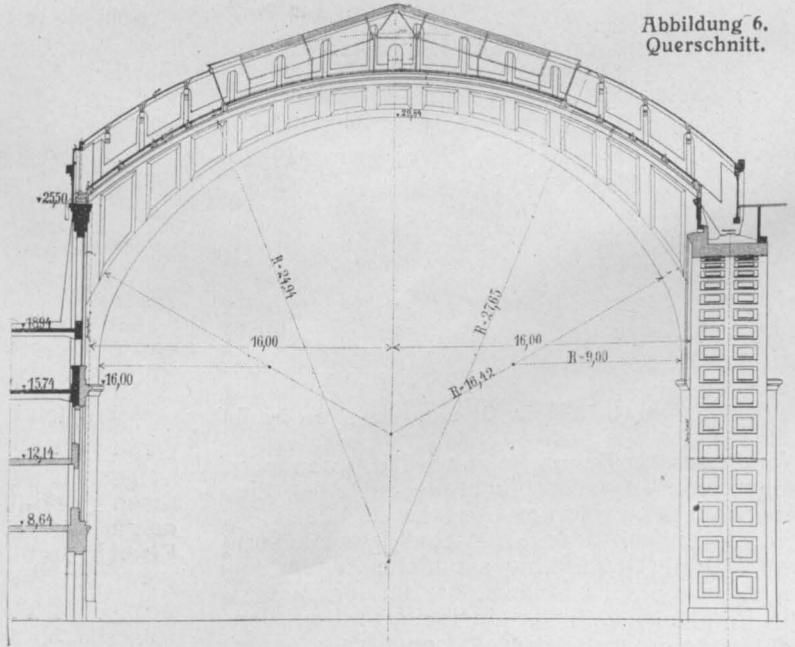


Abbildung 6.  
Querschnitt.



<sup>1)</sup> Mit der Entwurfsbearbeitung im technischen Büro der Firma Dyckerhoff & Widmann, A.-G. war Herr Dipl.-Ing. Schulz, mit der örtlichen Bauleitung des ersten Bauabschnittes Herr Dipl.-Ing. Bechtel unter der Leitung des Verfassers betraut.

nen Längshallen in sechs nahezu gleiche Felder geteilt, deren jedes durch die besonders hervortretenden Hauptbinder, die sogenannten Soffittenbinder,



begrenzt ist. (Vergl. Abbildung 5, Seite 66.) Die Länge der 4 inneren Felder beträgt 45 m, die der beiden Endfelder 42,5 m. Jedes dieser beiden Felder ist durch 4 Zwischenbinder mit 9 bzw. 8,5 m Abstand unterteilt. Die allgemeine Anordnung dieses Hallenbaues geht aus den Abbildgn. 6—8, der Bildbeilage und Abb. 9, S. 69, hervor. Eigenartig ist nun der Unterbau, auf welchem diese Binder ruhen. Auf der Hausseite stehen als Auflager die Mauerwerkswände des Empfangsgebäudes zur Verfügung. Die gegenüberliegende

untere Linie der Zwischenbinder, wie die ganze Deckenfläche nach einer verhältnismäßig schwach gebogenen Linie gekrümmt sein. Die Hauptbinder dagegen waren stark gekrümmt angenommen und ragen in den Raum hinein, um die Einförmigkeit des 270 m langen Raumes wie durch herunterhängende Soffitten zu unterbrechen. Aus architektonischen Gründen und zur Vermeidung von Schwitzwasserbildung war eine doppelte Decke vorgesehen, und zwar eine in der Bildbeilage sichtbare untere Zier-



Abbildung 10. Blick gegen die eingerüsteten Abschlußbögen. (Vorläufige Absteifung des Abschnittes I.)

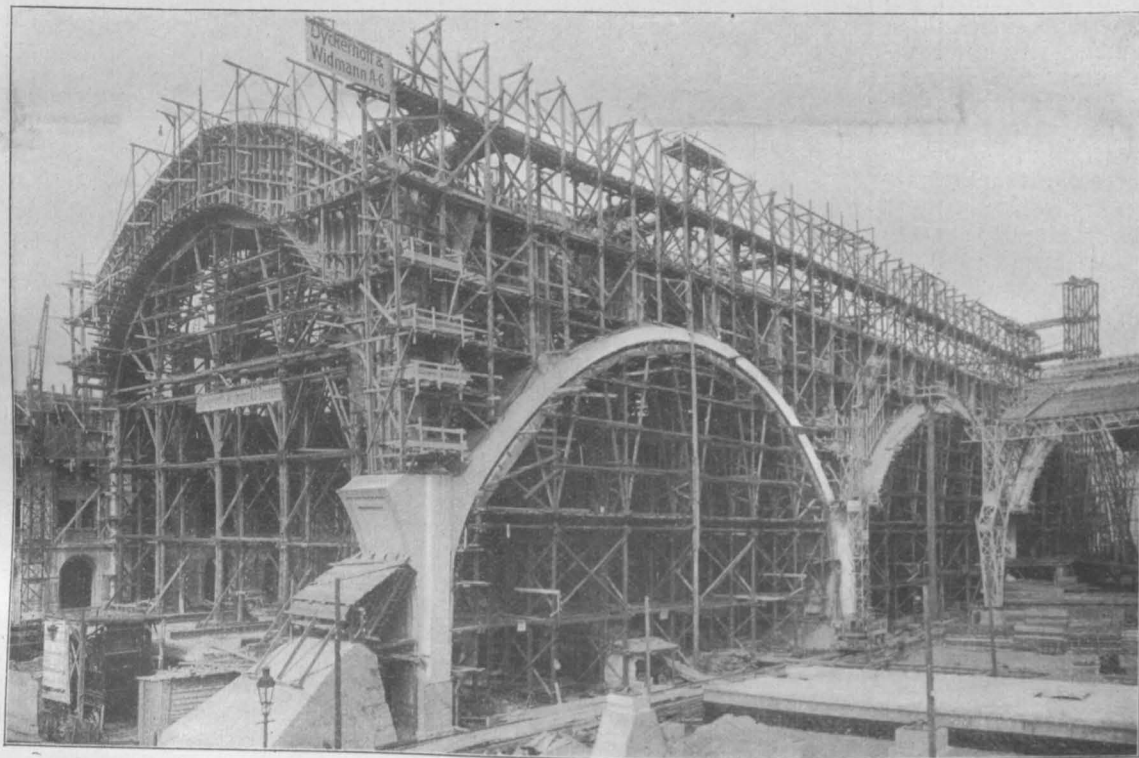


Abbildung 11. Bild der Gesamttrüstung von den Bahnsteigen her. (Blick gegen das Kopfende des Abschnittes I.)

Wand nach der Bahnseite zu wird in 6 monumentale Bögen von 4,1 m Gewölbbebreite aufgelöst, die den Abschluß der 6 eisernen Längshallen bilden.

Als einfachste und wirtschaftlichste Lösung ergab sich die Ausbildung sämtlicher Binder als einfache Balken auf 2 Stützen, die auf dem Mauerwerk des Empfangsgebäudes einerseits und auf den Abschlußbögen der Bahnseite andererseits aufruhen. Die innere Begrenzungslinie dieser Binder war mit Rücksicht auf die günstigste Raumwirkung durch die Architekten festgelegt worden. Danach sollte die

decke mit kassettenartiger Gliederung und eine obere Dachdecke zum Schutz gegen Wind und Wetter. Die in diesem Bilde noch nicht ausgeführten Oberlichter bestehen aus einem oberen Dachoberlicht und einer unteren in der Ebene der Kassettendecke liegenden Glasfläche. (Vergl. auch Abb. 9.)

Bei der ersten Betrachtung des Hallenquerschnittes drängt sich die Frage auf, warum die Binder bei dieser starken Krümmung des Untergurtes nicht als Rahmenträger ausgebildet worden sind. Diese Frage wurde tatsächlich eingehend untersucht. Ein Blick

auf Abbild. 3, S. 65 zeigt, daß man auf der Bahnseite die Pfostenfüße für die Zwischenbinder in senkrechter Richtung nur bis auf die Abschlußbögen hätte herabführen können, so daß auf diese der Rahmens Schub übertragen worden wäre. Schon das Gefühl aber führt beim Anblick dieses Bildes zur Erkenntnis der Unmöglichkeit, beträchtliche Schubkräfte in solcher Höhe durch die schlanken Bogen aufzunehmen. Auf der Hausseite wäre es zwar denkbar gewesen, die Füße der Zwischenbinder als Rahmenpfosten bis in die Fundamente hinabzuführen. Dadurch wäre jedoch eine vollständige Abänderung des bereits festliegenden und von den beiden Ministerien genehmigten Gebäudegrundrisses notwendig gewesen, sowie eine vollständige Umgestaltung der Gebäudewand mit ihren zahlreichen Fenstern und Eingangstoren. Damit war aber die Ausbildung der Zwischenbinder als Rahmenträger ausgeschlossen.

Grundrisses hervorgerufen hätte, ergab sich daher die Ausbildung der Binder als einfache Balken auf zwei Stützen hier unter diesen eigenartigen Verhältnissen auch als die wirtschaftlichste Lösung.

Ein weiterer nicht zu unterschätzender Vorteil der gewählten Grundform besteht vor allem darin, daß infolge der statisch bestimmten Lagerung nachträgliche Setzungen des Bauwerkes keinen Schaden hervorrufen können. Bei diesem Bauwerk waren aber ungleichmäßige Setzungen in hohem Maße zu befürchten, da der Baugrund zum Teil mit Moorschichten der früheren Parthe-Niederung durchsetzt ist. Aus diesem Grunde wurde das Empfangsgebäude auf Betonpfähle gegründet, die Abschlußbögen dagegen auf kräftigen Betonfundamenten zwischen Spundwänden unmittelbar auf den tragfähigen Boden.

Da hiernach verschieden starke Setzungen der einzelnen Gründungskörper nicht ausgeschlossen



Abbildung 9. Blick in den fertigen Teil der Querbahnsteighalle (nach dem vorläufigen Ende zu).

Für die Hauptbinder erscheint eine Rahmenausbildung zunächst eher durchführbar. Da jedoch die untere Begrenzungslinie der Hauptbinder durch die Architektur gegeben, die obere Begrenzung jedoch durch den Dachfirst, diese aber wieder durch die notwendige Bauhöhe der Zwischenbinder bedingt ist, so lag die Bauhöhe der Hauptbinder in der Trägermitte ebenfalls fest. Diese war im Gegensatz zu den Zwischenbindern reichlich groß, so daß ein dringendes Bedürfnis nach einer Verringerung der Biegemomente in der Trägermitte nicht vorlag. Auch wäre bei der ungewöhnlich großen freien Höhe der Pfosten von 25 m nur eine verhältnismäßig geringe Einspannung der Trägerenden erzielt worden, sodaß der Vorteil eines geringeren Eisenaufwandes in der Trägermitte durch die erforderliche Eisenbewehrung der Rahmenpfosten und ihrer Verankerung bei weitem aufgehoben worden wäre. Abgesehen von den Schwierigkeiten, die eine Abänderung des Gebäude-

waren, so wurden auch die Abschlußbögen als statisch bestimmte Dreigelenkbögen ausgebildet und damit das gesamte Bauwerk in statisch bestimmte Einzelteile aufgelöst, bei denen eine Veränderung der Höhenlage der Stützen ohne Einfluß auf die statische Wirkung bleibt.

Aus diesen Gründen mußte sich daher der Konstrukteur, wenn auch schweren Herzens, dazu entschließen, auf eine Rahmenkonstruktion zu verzichten und damit auf die Möglichkeit, das Eisenbeton-Bauwerk auf eigene Füße zu stellen, was ja bekanntlich nicht nur mit Rücksicht auf die einwandfreie Standfestigkeit und die Verantwortlichkeit, sondern auch im Interesse eines ungehinderteren Baufortganges stets, wenn irgend möglich, angestrebt werden sollte. In der einwandfreien Auflagerung der schweren Eisenbetonträger auf dem Mauerwerk des Empfangsgebäudes besteht eine der Hauptschwierigkeiten dieses Entwurfes und seiner Ausführung.



Es möge nunmehr kurz die konstruktive Gestaltung der vier Hauptteile und zwar zunächst die der Abschlußbögen, sodann die der Stützung auf der Gebäudeseite, ferner die Ausbildung der Binder und endlich die der Dachdecke betrachtet werden.

a. Die Abschlußbögen. Die Gründung der sechs Abschlußbögen auf Betonfundamente erfolgte zwischen Spundwänden und bot keine Schwierigkeiten. Auf diesen Gründungskörpern der Bogenreihe erheben sich außer den beiden Endwiderlagern fünf außerordentlich schlanke Zwischenpfeiler, vergl. Abb. 4, S. 66, u. 10, S. 68, die mit Rücksicht auf den für die Gepäckbahnsteige frei zu haltenden Raum am Fuße auf 1,7 m Breite eingeschränkt werden mußten. Die Ausbildung eines sogenannten Gruppenpfeilers war daher nicht möglich, doch waren solche feste Stützpunkte wenigstens vorübergehend während der Ausführung unbedingt erforderlich. Bei den beiden ersten Zwischenpfeilern wäre es zwar nicht undenkbar gewesen, durch gleichzeitige Herstellung

Dieses einstweilige Widerlager ist mit Rücksicht auf die längere Gebrauchsdauer aus eisernen Streben hergestellt. Ein ähnliches Widerlager mit eisernen Streben ist am Ende des zweiten Bauabschnittes vorgesehen.

Auf der zuverlässigen Ausführung dieser einstweiligen Widerlager beruhte naturgemäß während des Baues die Standsicherheit des ganzen Bauwerkes, das wie ein Kartenhaus zusammengeklappt wäre, wenn eines derselben versagt hätte. Abbildung 10 und 11, S. 68, lassen die eingerüsteten Bögen mit den provisorischen Widerlagern deutlich erkennen.

b. Die Lagerung der Binder. Eine weitere wichtige Frage bildet ferner die Lagerung der Hauptbinder und der Zwischenbinder. Die festen Lager dieser einfachen Balken auf 2 Stützen wurden sämtliche auf die Abschlußbögen gelegt und als einfache Kipplager aus Eisenbeton mit Bleieinlagen ausgebildet. (Abbildung 12 zeigt die Ausbildung der Bogenabschlußwand.) Die Rollenlager, die zur Sicherung

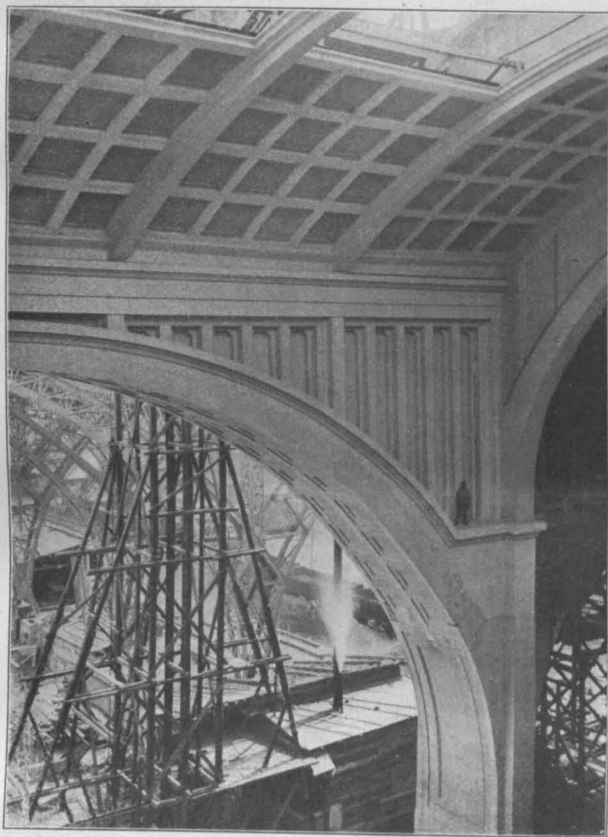


Abbildung 12. Blick gegen die Wand der Abschlußbögen.



Abbildung 13. Blick gegen die hintere Gebäudewand.

der Bögen 1, 2 und 3 einen einseitigen Schub infolge ihres Eigengewichtes zu vermeiden, doch war schon ein gleichzeitiges Aufbringen der weiteren Lasten auf diese Abschlußbögen auch nur in zwei Feldern ganz ausgeschlossen. Diese Lasten bestehen vor allem in den Stützendrücken der acht Zwischenbinder, von denen die je symmetrisch zu den Pfeilern gelegenen gleichzeitig betoniert, sämtlich aber gleichzeitig hätten ausgerüstet werden müssen. Mit dieser Möglichkeit konnte aber weder aus wirtschaftlichen Gründen, noch aber mit Rücksicht auf einen raschen Baufortschritt und etwaige unerwartet eintretende Störungen gerechnet werden. Es wurden daher sowohl für den Pfeiler zwischen Feld 1 und 2, als auch zwischen Feld 2 und 3 besondere einstweilige Widerlager vorgesehen, die aus hölzernen Streben bestanden.

Am Ende des dritten Feldes mußte naturgemäß ein einstweiliger Gruppenpfeiler geschaffen werden, der nach Beendigung des ersten Bauabschnittes den Schub des dritten Bogens mit seiner gesamten ständigen und zufälligen Belastung aufzunehmen hat.

der beabsichtigten Balkenwirkung erforderlich sind, dagegen wurden auf der Gebäudewand angeordnet.

Im 1. und 3. Feld sitzen die Lager der Zwischenbinder, von der Hallen-Innenseite nicht sichtbar, über dem Hauptsims einer Eisenbetonwand, die durch zahlreiche rechteckige hohe Fenster durchbrochen ist (Abbildung 13). Diese Wand, die auf der 4 Stockwerke hohen Umfassungsmauer des Empfangsbauwerkes steht, wird von der wagrecht wirkenden Reibungskraft des Rollenlagers beansprucht. Zur sicheren Beurteilung der Größe dieser Kraft wurde ein sorgfältiger Vorversuch im Materialprüfungsamt Groß-Lichterfelde vorgenommen, über den später berichtet werden soll. Auf Grund dieser Versuche wurde die Reibungskraft zu 2,6t für ein Rollenlager der Berechnung zugrunde gelegt. Diese Reibungskraft des Lagers sowie der unmittelbare Winddruck machte eine Aussteifung der Eisenbetonwand erforderlich, die sich in einfachster Weise durch Verbindung der Wand mit zwei in Eisenbeton auszuführenden Decken des Gebäudes ergab (Vergl. Abbild. 6 und 8, S. 67). Es entstand so im Querschnitt die Form eines vierseitigen

Rahmens mit einem überragenden Pfosten, der zur wirksameren Versteifung durch einzelne Streben abgestützt wurde. Der so gebildete und durch die Querwände versteifte Kasten, der auf dem Mauerwerk aufruhrt und mit diesem verankert werden konnte, bildet nun ein zuverlässiges Widerlager gegen die wagrechten Reibungskräfte des Rollenlagers und gegen die von außen her auf die 10<sup>m</sup> hohe Wand wirkenden Windkräfte. Die Anordnung der Eiseneinlagen des

sechsfach statisch unbestimmten Rahmens ist in Abbildung 14 ersichtlich, die wir in nächster Nummer nachfolgen lassen.

Im 3. Felde mußte mit Rücksicht auf einen durchzuführenden Frischluftkanal an einigen Stellen auf die Anordnung der Strebe verzichtet und daselbst die über den Rahmen überragende senkrechte Wand wie eine Winkelstützmauer biegefest ausgebildet werden. (Abbildung 6, S. 67.) — (Fortsetzung folgt.)

### Versuche mit Stampfbeton.

Auszug aus dem Vortrag, gehalten auf der XV. Hauptversammlung des „Deutschen Beton-Vereins“ in Berlin 1912 von Prof. M. Gary vom kgl. Material-Prüfungsamt Groß-Lichterfelde-West. (Schluß.)



ehr bedeutend ist der Einfluß verschiedener Sande auf die Festigkeit von Mörtel und Beton. In fetter wie in magerer Mischung ordnen sich nach den Versuchen die Mörtel nach der Höhe ihrer Druckfestigkeit in folgender Reihe: Rheinsand, Isarsand, Quetschsand, Schlackensand x, Schlackensand y.

Der Festigkeitsverlauf der Mörtel aus den Mineral-Sanden ist in fetter Mischung annähernd proportional dem in magerer Mischung. Die Schlackensand - Mörtel dagegen erhärten in magerer Mischung beträchtlich anders als in fetter. Der Schlackensand x erzielt in magerer Mischung nur etwa 50 % der Festigkeit der fetten Mischung; die Mörtel aus Schlackensand y unterscheiden sich in der Festigkeit der fetten und der mageren Mischung nur wenig.

Die verschiedenen Eigenschaften der Sande wirken aber im Beton ganz anders als im Mörtel.

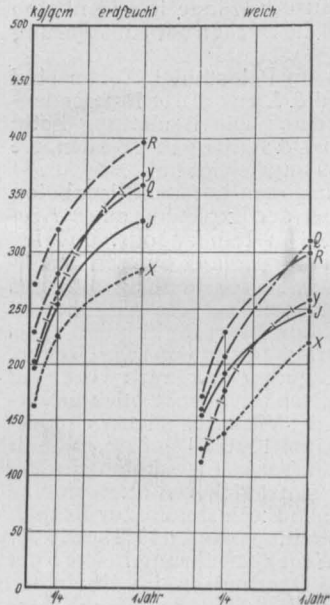


Abbildung 1 (fett).

Einfluß des Sandes im Beton auf Druckfestigkeit.

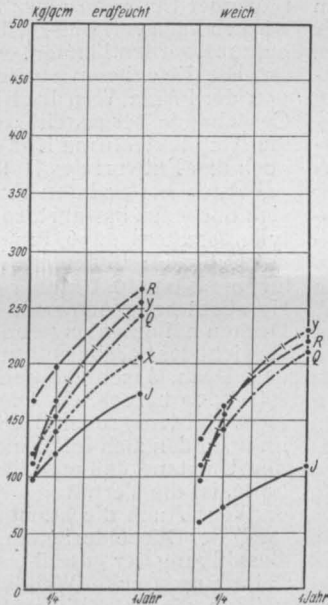


Abbildung 2 (mager).

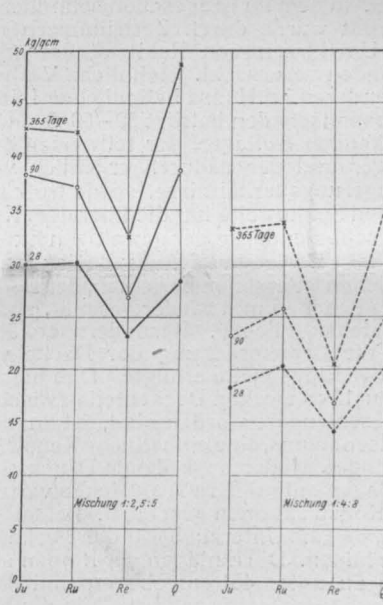


Abbildung 3.  
Einfluß des Sandes auf Biegefestigkeit.

In der fetten Mischung des Betons mit Zement A (Abbildung 1) zeigt sich zunächst auffallende Verschiedenheit in der Sandwirkung gegenüber den Mörteln, aber auch Verschiedenheit, je nachdem der Beton erdfeucht oder weich eingestampft wurde.

Im erdfeuchten Zustand ordnen sich die Beton-Mischungen den Sanden nach in folgender Reihe: Rheinsand, Schlackensand y, Quetschsand, Isarsand, Schlackensand x. Der Schlackensand y, der sich im Mörtel geradezu als minderwertig erwies, ist im Beton an die zweite Stelle gerückt, und der Isarsand, der im Mörtel sich hervorragend bewährt, nimmt im erdfeuchten Beton die vierte Stelle ein.

Im weichen Zustand machen sich die Eigenschaften der Sande in anderer Weise geltend. Hier erweist sich der Quetschsand dem Rheinsand fast ebenbürtig und der Schlackensand y dem Isarsand.

Erdfeucht und weich gibt aber der Schlackensand y dem Beton eine größere Erhärtungsenergie, als alle anderen Sande.

Bei geringer Anfangsfestigkeit erreicht der Beton aus Schlackensand y eine beträchtlich höhere Endfestigkeit, als der Beton aus den meisten anderen Sanden.

In der mageren Mischung des Betons (Abbildung 2) sind die Verhältnisse wesentlich dieselben, wie in der fetten, nur mit dem Unterschied, daß hier der Isarsand

im Steinschlagbeton, in der mageren und in der fetten Mischung ohne Ausnahme die höhere Druckfestigkeit.

Die Versuche auf Biegefestigkeit sind mit Balken verschiedenen Querschnittes angestellt worden. Verwendet wurden zu diesen Versuchen Isar- und Rheinsand und Kies und Steinschlag und bei einer Reihe Quetschsand, und zwar sowohl die fette wie die magere Mischung.

$l = 150 \text{ cm}$   
 $b = 20 \quad 30 \quad 60 \text{ mm}$   
 $h = 20 \quad 16 \quad 11 \text{ „}$   
 $W = 1330 \quad 1280 \quad 1210 \text{ „}$

Der Einfluß des Querschnittes ergibt sich, wie folgt:

1. Die Änderung des Querschnittes ist auf die Biegefestigkeit ohne gesetzmäßigen Einfluß.

2. Die Gesamtdurchbiegungen und elastischen Durchbiegungen, umgerechnet auf Proben von gleichem Trägheitsmoment, sind für gleiches Material bei den Balken von 60 mm Breite bei 11 mm Höhe größer, als bei denen von 30 · 16; die Werte für Balken von 20 · 20 schwanken.

Der Steinschlag liefert in allen Mischungen höhere Biegefestigkeit als der Kiesbeton der gleichen Zusammensetzung. Die Ueberlegenheit des Steinschlagbetons beträgt z. B. bei der fetten Mischung 1 : 2,5 : 5 mit den beiden ungewaschenen Sanden rd. 30 %, bei dem entfärbten Rheinsand rd. 25 %.

Bei wiederholter Be- und Entlastung ist der Elastizi-



tätsmodul im allgemeinen größer als der Modul der nur einmal belasteten. Der Unterschied ist aber für weitere Schlußfolgerungen unwesentlich. Jedenfalls kann man nicht sagen, daß durch Be- und Entlastungen innerhalb der Elastizitätsgrenze das Gefüge des Betons nennenswert leidet.

Der Einfluß der Sande (Abbildung 3) auf die Biegefestigkeiten ist im wesentlichen derselbe wie bei den Druckversuchen, nur treten innerhalb der einzelnen Reihen gewisse Verschiebungen ein. Im Steinschlagbeton liefert z. B. von den beiden ungewaschenen Sanden bei geringem Alter des Betons der Rheinsand die höchste Biegefestigkeit, bei den Jahresproben aber der Isarsand.

Der Einfluß des Waschens tritt beim Isarsand nicht deutlich zutage. Durch Entfeinen wird die Festigkeit des Kies-Betons mit Isarsand gesteigert.

Ähnlich interessante Ergebnisse haben nun auch die Zugversuche, die Zug- und Druckversuche im Wechsel und die Dreh- und Scherversuche geliefert. Auch die Ergebnisse dieser Versuche bieten eine Fülle des Neuen und Anregenden und eine Fundgrube des Wissens für den Betonbauer.

Das Buch, welches alle diese Versuche in zahlreichen Tabellen und mehr als 70 Abbildungen teilweise in Zweifarbendruck umfaßt, ist für jedes Betonbaugeschäft und jede Baubehörde unentbehrlich. —

## Die Bewährung der Eisenbetonweise bei Explosionen mit besonderer Bezugnahme auf die Explosion im Palasthotel Weber in Dresden vom 8. Dezember 1911.

Nach einem Vortrag von Reg.-Bmstr. Philipp, gehalten am 22. Januar 1912 im Sächsischen Ing.- und Arch.-Verein.



Am 8. Dezember 1911 explodierte in Webers Palasthotel im Kellergerüst der mittelste dreier dort nebeneinander liegender 12gliederiger Warmwasserkessel, System Dülken, von 23 qm Heizfläche, 675 l Wasserinhalt und 3363 kg Gewicht aus unbekannter Ursache.

Anzunehmen ist, daß die Absperrvorrichtungen noch geschlossen waren, wodurch das Wasser zur Verdampfung gelangte und der Druck sich zu unzulässiger Höhe steigern mußte. Der Kessel wurde vom Sockel gehoben und in einzelne Teile zersprengt. Einige Glieder sind zertrümmert worden. Eine Kellerwand wurde vollständig weggedrückt, die Tür des Heizkellers, die des benachbarten Weinlagers und des Kellerflures, die Oberlichter usw. wurden zertrümmert und der Lastenaufzug hob sich einige Zentimeter an. In dem im Erdgeschoß befindlichen Automaten-Restaurant wurde durch Zertrümmern der Büfetteinrichtung, Umstürzen von Rabitzwänden usw. ein erheblicher Schaden verursacht. Ähnliche Verheerungen wurden in anderen im Hause befindlichen Läden verursacht. Der Gesamtschaden beträgt 50—60000 M.

Trotz der wankenden Auflager, der teilweisen Zerstörung der Auflager und der dadurch erheblich verschlechterten Auflagerungsverhältnisse, sowie trotz der plötzlich vergrößerten Spannweite hat die über dem Kesselraum liegende Eisenbetondecke der gewaltigen Explosionskraft Stand gehalten. Die über dem Explosionsraum im Lesesaal befindlichen 8 Personen berichten, der Boden habe sich nur wenig gehoben und wieder gesenkt, sodaß alle Gegenstände stehen blieben. Besonders erwähnt werden muß, daß die Beanspruchung der Decke von unten her, also an der Rippenseite erfolgte. Daß hierbei nicht die dünnen, nur 12 cm starken Deckenteile zwischen den Rippen hochgeschleudert worden sind, ist in dem Hauptvorteil des Eisenbetons, eine einheitliche Konstruktion zu sein, begründet. Jeder angreifende Druck wird durch die Eiseneinlagen auf größere Tragflächen verteilt, als es bei anderen Konstruktionen geschieht. Besonders wesentlich ist auch, daß die Unterzüge mit der Decke ein einheitliches Ganze bilden. Die Einlagen der Rippen sind nach den Auflagern zu unter 45° aufgebogen und dicht an der Oberseite der Decke weitergeführt. Für die Einheitlichkeit der Konstruktion sorgen auch die Bügel, sie sind wie üblich angeordnet.

Der Berechnung der Decken wurden Beanspruchungen des Betons von 40 kg/qcm auf Druck und des Eisens von 1000 kg/qcm auf Zug zugrunde gelegt, für die Unterzüge entsprechend 32 kg/qcm und 1000 kg/qcm. Das Mischungsverhältnis des Betons ist 1 Teil Zement (aus Rüdersdorf), 3 Teile Kiessand (aus den Ablagerungen im Elbtal) und 3 Teile Porphyrfinschlag (aus dem Plauenschen Grund). Die Decke selbst zeigte nicht den geringsten Schaden, ein Riß, eine Abblätterung oder dergleichen konnte trotz genauester Untersuchung nicht gefunden werden, was man bei den offenbar eingetretenen, außergewöhnlich großen Querkraften für unmöglich gehalten hätte. Das Fehlen von Beschädigungen ist ein Beweis dafür, daß der Eisenbeton auch durchaus elastisch ist, da sich sonst dort, wo die Belastung stark wechselte, unbedingt Risse hätten bilden müssen. Bei jeder anderen Konstruktion, Holzdecke, Balkendecke zwischen eisernen Trägern oder dergleichen hätte ein Einsturz nicht ausbleiben können. Der Tod oder zum mindesten die Verletzung schwerster Art der im Lesesaal und anderer in der Nähe befindlicher Personen wäre die unvermeidliche Folge gewesen. Ein etwa entstandener Brand hätte der Eisenbetondecke wegen mit Leichtigkeit auf das Kellergerüst beschränkt werden können.

Im geschilderten Explosionsfall ist deutlich der Beweis erbracht worden, daß der Eisenbeton durch seine Geschlossenheit viel mehr als andere Bauweisen imstande

ist, außergewöhnliche Beanspruchungen aufzunehmen und sich somit bestens bewährt als geeignetes Mittel, die Ausbreitungsmöglichkeit von Explosionskräften von vornherein erheblich zu beschränken und damit viel größeren Schaden zu verhüten. Freilich genügt die Anordnung von Eisenbetondecken allein nicht, man muß auch dafür Sorge tragen, daß die durch die Explosion plötzlich frei werdenden Gase und die zusammengepreßte Luft für ihre Explosionskraft möglichst ungehinderten Lauf ins Freie finden können. Es wird sich deshalb empfehlen, Räume, in denen Explosionen möglich sind, an die Umfassungsmauern, aber nach der vom Verkehr abliegenden Seite zu legen. Ein weiterer Schluß aus dem Ergebnis ist der, daß es vorteilhaft ist, solche Räume ringsum mit Eisenbeton zu versehen, natürlich unter Belassung genügender Luftwege. Der Bau der Wände in Eisenbeton wird vielfach verhindern, daß die Decken der Auflagerung beraubt werden können.

Die Eisenbetonarbeiten im Palasthotel Weber sind von der Firma Windschild & Langelott in Dresden-Cossebaude hergestellt worden. Die Bauleitung hatte die Architektenfirma Lossow & Kühne in Dresden, die auch den Entwurf des Hotels angefertigt hat.

Auch bei anderen Explosionen hat der Eisenbeton sich durchaus bewährt, so bei der Explosion eines Azetylenbehälters am 6. Juni 1908 in Indianapolis, und bei der Explosion in den brennenden Adlerwerken in Frankfurt a. M. am 10. Oktober 1900, wo das Feuer trotz des Herabstürzens schwerer Massen auf die Eisenbetondecken auf einen engeren Raum beschränkt blieb. Das Gewicht des herabgestürzten Materiales von zwei Decken, dem Dach, Maschinen und Lagergegenständen wurde auf 3000 kg/qm berechnet. Die Eisenbetondecke blieb unverletzt. Bei dem großen Brand des Viktoriaspeichers in Berlin befanden sich im Brandraum 120 000 l Benzin, und nur dem Umstand, daß man für die Tanks Eisenbeton gewählt hatte, ist die Verhütung der sonst sicheren Explosion zu danken. Auch die künstlichen Explosionen zur Beseitigung der Düsseldorfer Ausstellungsbauten 1902 sowie zur Beseitigung der gewölbten Wegeüberführung bei km 5 der Güterzugsstrecke Weddau-Oberhausen im Rheinland zeigten die hohe Widerstandsfähigkeit des Eisenbetons gegenüber anderen Bauweisen.

Durch den monolithischen Zusammenhang sämtlicher Teile einer Ausführung in Eisenbeton wirkt das ganze Gewicht des Bauwerkes den Erschütterungen entgegen. Dies ist auch einer der Hauptgründe für die Anwendung des Eisenbetons zu Fabrikbauten, zu schwierigen Gründungen und zu Bauten in Erdbebengebieten.

Für die Anwendung des Eisenbetons insbesondere zu Sprengstofffabriken hat O. Gutman in London sehr beachtenswerte Vorschläge gebracht und diese mit sehr gutem Erfolge bei einigen Fabriken ausgeführt. Jedes Magazin Gutman'scher Bauart hat eine Doppeldecke, der Hohlraum zwischen der oberen gewölbten und unteren geraden Decke ist mit Sand gefüllt. Fußboden, Decke und Wände sind aus bewehrtem Beton hergestellt.

Auch für Artilleriewerkstätten, beim Festungsbau, Küstenschutz, Schießstandbau, ja sogar beim Kriegsschiffbau als Ersatz des Stahlpanzers erstehen dem Eisenbeton noch umfassende Verwendungsmöglichkeiten. — Ktz.

Inhalt: Querbahnsteighalle in Eisenbeton für den Hauptbahnhof in Leipzig. — Versuche mit Stampfbeton. (Schluß.) — Die Bewährung der Eisenbetonweise bei Explosionen mit besonderer Bezugnahme auf die Explosion im Palasthotel Weber in Dresden am 8. Dezember 1911. —

Hierzu eine Beilage: Querbahnsteighalle in Eisenbeton für den Hauptbahnhof in Leipzig.

Verlag der Deutschen Bauzeitung, G. m. b. H., in Berlin.  
Für die Redaktion verantwortlich: Fritz Eiselen in Berlin.  
Buchdruckerei Gustav Schenck Nachflg. P. M. Weber in Berlin.



URBAHNSTEIGHALLE AUS EISEN-  
BETON IM HAUPTBAHNHOF LEIPZIG.

\*\*\* GIEBEL-ABSCHLUSSWAND. \*\*\*

=== DEUTSCHE BAUZEITUNG ===

MITTEILUNGEN ÜBER ZEMENT,  
BETON- UND EISENBETONBAU

\*\*\* IX. JAHRGANG 1912 \* N<sup>o</sup>. 10. \*\*\*



# DEUTSCHE BAUZEITUNG

## MITTEILUNGEN ÜBER ZEMENT, BETON- UND EISENBETONBAU

\*\*\*\*\*  
UNTER MITWIRKUNG DES VEREINS DEUTSCHER PORTLAND-  
CEMENT-FABRIKANTEN UND DES DEUTSCHEN BETON-VEREINS

IX. JAHRGANG 1912.

NO. 10.

### Querbahnsteighalle in Eisenbeton für den Hauptbahnhof in Leipzig.

(Fortsetzung.) Hierzu eine Bildbeilage.

Vortrag gehalten auf der XV. Hauptversammlung des Deutschen Beton-Vereins 1912 zu Berlin von Reg.-Bmstr. Gehler, Direktor der Firma Dyckerhoff & Widmann A.-G. in Dresden.



Die 2. Felde schließt sich an die Querhalle die große Eingangshalle des Empfangsgebäudes an. Die beiden Eisenbeton-Zwischendecken fehlen hier, und es mußte daher die Auflagerung unmittelbar auf der 28 m hohen Umfassungswand des Gebäudes erfolgen. (Abbildung 15.) Da die

wagrechte Reibungskraft der Lager bei dieser hohen freistehenden Wand besonders bedenklich war, wurden hier zur Verminderung der Reibung Rollenlager aus Eisenbeton mit einer Höhe von 2 m vorgesehen, die man sich zur Veranschaulichung aus einer Rolle von 2 m Durchmesser heraus geschnitten denken kann. (Abbildung 15 und 16.) Die Druckflächen dieser Rollen sind durch eingesetzte Lagerschalen aus Stahlgußgebildet, genau nach dem gegebenen Halbmesser gekrümmt und in Abbild. 17, S. 74 deutlich erkennbar.

Die auf Grund eingehender Versuche gewählte Eisenbewehrung hat den Zweck, das Auftreten von Scher-Rissen zu verhindern. Bei der Ausführung mußte beachtet werden, daß sich diese Lager infolge der Zusammendrückung des Lehrgerüsts während des Betonierens und beim Ausrüsten, sowie bei der weiteren Belastung der Binder nach außen zu abrollen und daher zunächst mit einer bestimmten Nei-

gung nach innen zu eingebaut werden mußten. Auch die Soffittenbinder ruhen mit dem einen Ende auf je einem solchen Pendellager.

c. Die Zwischenbinder. Die Gestaltung der Zwischenbinder als frei gestützte Balken von 35 m Spannweite bot eine durchaus neuartige Aufgabe für den Eisenbetonbau, um so mehr als der Untergurt stark gekrümmt ist. Die drei ausführenden Firmen entschlossen sich daher, einen Vorversuch mit einem Binder in natürlicher Größe vorzunehmen, um alle

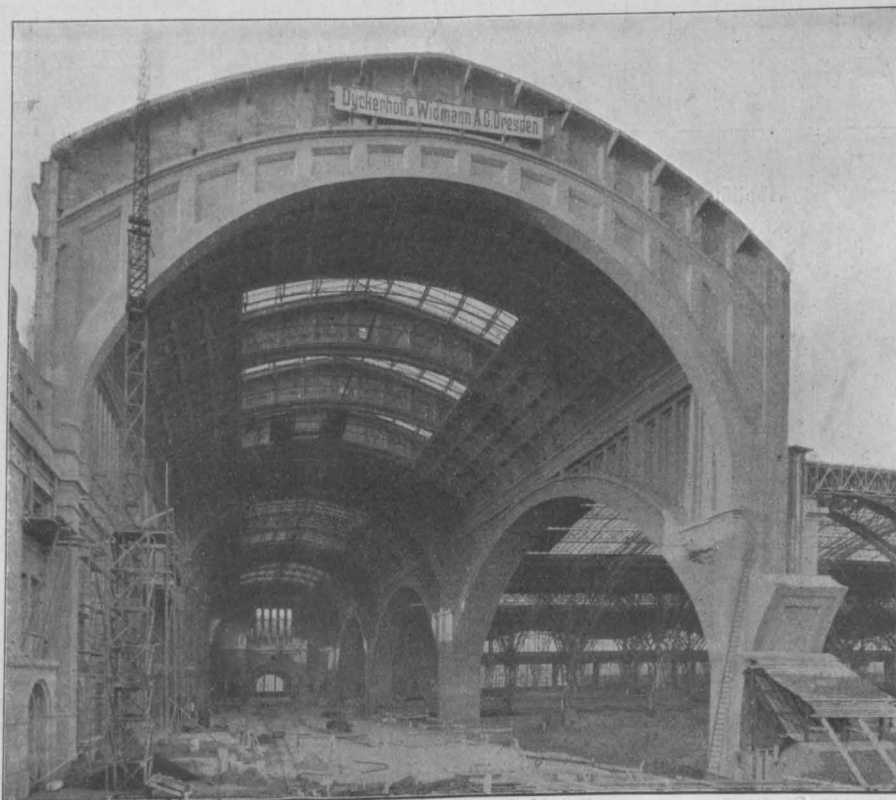
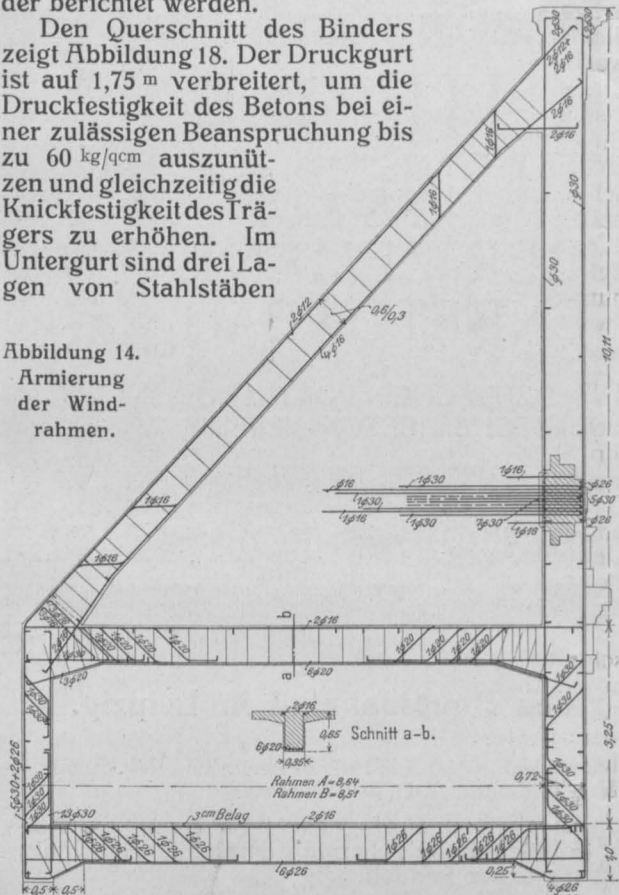


Abbildung 24. Blick gegen den fertigen Hallenteil (vorn Soffitten-Binder).

Unklarheiten zu beseitigen und um vor allem unbedingte Sicherheit über die Tragfähigkeit dieses verantwortungsvollen Bauteiles zu erlangen. Ueber diesen Versuch wird an späterer Stelle noch eingehender berichtet werden.

Den Querschnitt des Binders zeigt Abbildung 18. Der Druckgurt ist auf 1,75 m verbreitert, um die Druckfestigkeit des Betons bei einer zulässigen Beanspruchung bis zu 60 kg/qcm auszunützen und gleichzeitig die Knickfestigkeit des Trägers zu erhöhen. Im Untergurt sind drei Lagen von Stahlstäben

Abbildung 14. Armierung der Windrahmen.





2,5 cm. Ihre Eisenbewehrung besteht aus einem Netz von 5 mm starken gekreuzten Stahldrähten. Eine Belastungsprobe ergab, daß die ersten Risse bei einer Last von 800 kg/qm auftraten, daß also eine hinreichende Tragfähigkeit dieser Dachdecke vorhanden war. Ein Fallgewicht von 12 kg bei 2,5 m Fallhöhe verursachte nur ein Abplatzen des Betons an der Unterseite, ohne daß die Platte mit dem Eisengerippe durchgeschlagen worden wäre. Die fabrikmäßige Herstellung der Platten mittels Zementformen bot den Vorzug, daß sie auf das sauberste in Vorsatz-Beton hergestellt und in frischem Zustande abgesäubert werden konnten, wobei die teure Holzschalung am Bau erspart wurde. Das Traggerippe für diese Platten besteht aus I-Trägern, die in der Längsrichtung der Halle liegen und zwischen denen sich Eisenbetonrippen in der Querrichtung spannen. Die I-Träger boten den Vorteil, daß die Schalung an sie angehängt werden konnte.

Aus dem gleichen Grunde wurden auch in der oberen Dachdecke I-Träger für die Pfetten vorgesehen und dazwischen wurde eine Eisenbetondecke von nur 4,5 cm Stärke bei 2,5 m Stützweite gespannt. Auf dieses geringe Maß von 4,5 cm Stärke sei besonders hingewiesen, da bekanntlich vielfach von der Baupolizei auf Grund der Preussischen Bestimmungen 8 cm als kleinste Stärke für Dachdecken\*) gefordert werden.

Die Dacheindeckung besteht aus Ruberoid, dessen Gewicht mit 25 kg/qm angenommen wurde.

Die Deckenfläche wird von je 7,8 m langen, 9,65 m breiten Oberlichtflächen in jedem Hallenfeld durchbrochen, wie aus Abbildgn. 7, 9 und der Bildbeilage zu No. 9 zu ersehen ist. Die untere Glasfläche ruht auf eisernen Trägern, die der Gliederung der Kassendecke entsprechend angeordnet sind.

## II. Die Vorversuche.

Wie bereits dargelegt wurde, hatten sich die drei ausführenden Firmen vor Beginn der Ausführung dieses verantwortungsvollen Bauwerkes, das die bisher gebräuchlichen Abmessungen wesentlich überschreitet, aus eigenem Antrieb entschlossen, eine Reihe von Vorversuchen zu veranstalten, um möglichst Klarheit über verschiedene grundsätzliche Konstruktionsfragen zu erhalten und eine volle Gewähr für die Sicherheit des Bauwerkes bieten zu können.

Diese Vorversuche bestanden in der Herstellung und Belastung eines Probekinders, ferner in einem Lagerversuch zur Ermittlung der Reibungskräfte eines Rollenlagers, endlich in einer Reihe von Druckproben zur Ermittlung der Druckfestigkeit des für die einstweiligen Widerlager verwendeten Hartholzes.

a. Der Probekinder. Die Herstellung des Probekinders erfolgte auf dem Fabrikgelände der Firma Dyckerhoff & Widmann A.-G. in Cossebaude bei Dresden. An den Vorarbeiten für diesen Versuch beteiligte sich auch Hr. Geh. Hofrat Prof. Möller aus Braunschweig als technischer Berater der Firma Rud. Wolle in Leipzig. Es wurde ein Zwischenbinder von 34,7 m Stützweite für diesen Versuch gewählt und derselbe trotz der beträchtlichen Kosten von 18000 M. in natürlicher Größe ausgeführt. Von der Herstellung eines Bauwerkes in kleinerem Maßstab sah man ab, da es bekanntlich bei Festigkeitsversuchen sehr leicht zu bedenklichen Trugschlüssen führen kann, Beobachtungen von Bauwerken mit kleineren Abmessungen ohne weiteres auf einen größeren Maßstab zu übertragen. Ferner ist bei einem Eisenbetonbau hauptsächlich die Herstellungsart mit dem tatsächlich zu verwendenden Baustoff in den wirklichen Korngrößen und Abmessungen von wesentlichem Einfluß auf die Spannungen, während bei

\*) Die Forderung der Eisenbeton-Fachleute, dieses Maß von 8 cm wenigstens auf 6 cm festzulegen, halte ich auf Grund unserer Erfahrungen für durchaus berechtigt. Da 2 cm Betonstärke rd. 50 kg Mehrgewicht für 1 qm Dachfläche ergeben, also hier z. B. rd. 16 000 kg für den Binder, muß die Beibehaltung dieser Forderung bei einer durch den Ruf der Firma gewährleisteten sachgemäßen Ausführung als eine heute nicht mehr zu rechtfertigende Vergeudung bezeichnet werden.

anderen Baustoffen, wie z. B. bei Eisen, eher von kleineren Abmessungen eines Modelles auf das Verhalten des Bauwerkes geschlossen werden kann. Endlich konnten die bei der Ausführung des Versuchs-Trägers gemachten Erfahrungen gesammelt und für die Herstellung des Bauwerkes nutzbringend verwertet werden.

In Abb. 20, S. 76 ist der mit 140 t Eisenbarren belastete Versuchsträger dargestellt. An 13 Stellen des Untergurtes wurde die senkrechte Durchbiegung gemessen (Abbildung 21), ferner die Senkung, Verschiebung und Verdrehung der Auflager mittels Libellen, Nonien und Fühlhebeln, und endlich die Dehnungen des Betons und der Eisen-Einlagen an einem Betonquerschnitt mittels Fränkel-Leuner'schen Dehnungsmesser. Da eine genaue Vorführung der gemessenen Werte über den Rahmen dieser Abhandlung hinaus gehen würde, seien nur die wichtigsten Ergebnisse dieser Versuche angeführt.

Zunächst sei hervorgehoben, daß hier wohl zum ersten Mal bei einer Großkonstruktion aus Eisenbeton Stahleinlagen bis zu 50 mm Durchm. verwendet wurden mit einer Festigkeit von 6500 kg/qcm und 15 % Dehnung (Abbildung 19). Die Verwendung von Stahl an Stelle des Flußeisens hat sich hier in jeder Hinsicht bewährt. Durch die Erhöhung der zulässigen Beanspruchung von 1000 kg/qcm auf 1300 kg/qcm konnte der Eisenquerschnitt wesentlich vermindert, dadurch im Zugquerschnitt eine Lage Eisen gespart, der Zwischenraum der einzelnen Stäbe vergrößert und damit eine bessere, zuverlässigere Umhüllung der Untergurtestäbe erzielt werden. Wenn auch bekanntlich die Elastizitätsziffer des Stahles nahezu dieselbe ist, wie die von Flußeisen, und demnach auch die Dehnungsfähigkeit des Betons nicht erhöht wird, so bietet doch die höhere Streckgrenze von 4000 kg/qcm bei 6500 kg/qcm Zugfestigkeit gegenüber den üblichen Werten von etwa 2500 kg/qcm bzw. 4000 kg/qcm unzweifelhaft eine sehr willkommene Erhöhung der Sicherheit des Bauwerkes. Der einzige Nachteil des Stahles ist bekanntlich seine Sprödigkeit. Um dieser Eigenschaft Rechnung zu tragen, wurden die Abbiegungen unter 45° nicht wie üblich scharf geknickt, sondern auf eine Länge von 1 m genau nach einem Kreisbogen ausgerundet, was auf maschinellern Weg geschehen ist. Durch diese Ausrundung wird gleichzeitig der Vorteil erreicht, daß der Leibungsdruck auf den Beton, welcher bei der Vorstellung eines Fachwerkes bekanntlich die zu jedem abgehogenen Zugeisen gehörende Druckstrebe bildet, herab gemindert wird. Die Verringerung der Anzahl der Stäbe infolge der Verwendung von Stahl an Stelle von Eisen gibt unter den hier vorhandenen schwierigen Verhältnissen schon eine beachtenswerte Verringerung der Löhne für das Biegen und Verlegen.

Zur Verbindung der Stöße der Stahlstäbe wurden Stahlmuffen verwendet, die an der Stoßstelle denselben Querschnitt wie die Stäbe selbst aufweisen. Jede andere Stoßverbindung hätte den an sich schon knappen Raum für den umhüllenden Beton wesentlich mehr eingeschränkt. Wie der Grundriß der Abbildung 19, S. 77 zeigt, sind die Stoßstellen gegen einander versetzt.

Bei der Ausbildung dieser weit gespannten Träger war ferner die wichtige Frage zu erörtern: Ist es angezeigt, die Eisen-Einlagen in möglichst viele Einzelstäbe zu zerlegen oder empfiehlt es sich, nach dem Vorbild eines klaren Eisenfachwerkes nur wenige kräftige Stäbe anzuordnen? Die erstere Anordnung bietet bekanntlich den Vorteil einer größeren Haftfläche, bedingt dagegen eine erhöhte Sorgfalt beim Verlegen der größeren Zahl von Stäben. Der Versuch hat erwiesen, daß die in Abbildung 19 ersichtliche Aufteilung des erforderlichen Eisenquerschnittes allen Anforderungen entspricht, weshalb sie auch auf Grund des Versuches für die Ausführung festgelegt wurde.

Bei einem einfachen Dreiecksfachwerk wären bekanntlich je 2 auf Druck beanspruchte Pfosten nur

durch eine etwa unter  $45^\circ$  geneigte Zugstrebe zu verbinden gewesen. Hier sind dagegen jeweilig noch neigte Streben eingelegt, um ein Abreißen des oberen Scheitels vom Steg zu verhindern, da durch den Knick des Obergurtes in der Mitte des Trägers eine ziemlich bedeutende Auftriebkraft entsteht. Die Pfosten, welche in dem gedachten Fachwerk auf Druck beansprucht werden, wurden zur Unterbringung senkrechter Ankereisen verwendet. Diese dienen dazu, die nach unten gerichtete Seitenkraft, welche infolge der Krümmung des Untergurtes an den unteren Endpunkten eines Pfostens, also in den Knotenpunkten des einfachen Dreiecks-Fachwerkes entsteht, aufzunehmen und so den gekrümmten Untergurt, der die Neigung hat, sich zu strecken, mit dem druckfesten Obergurt zu verankern.

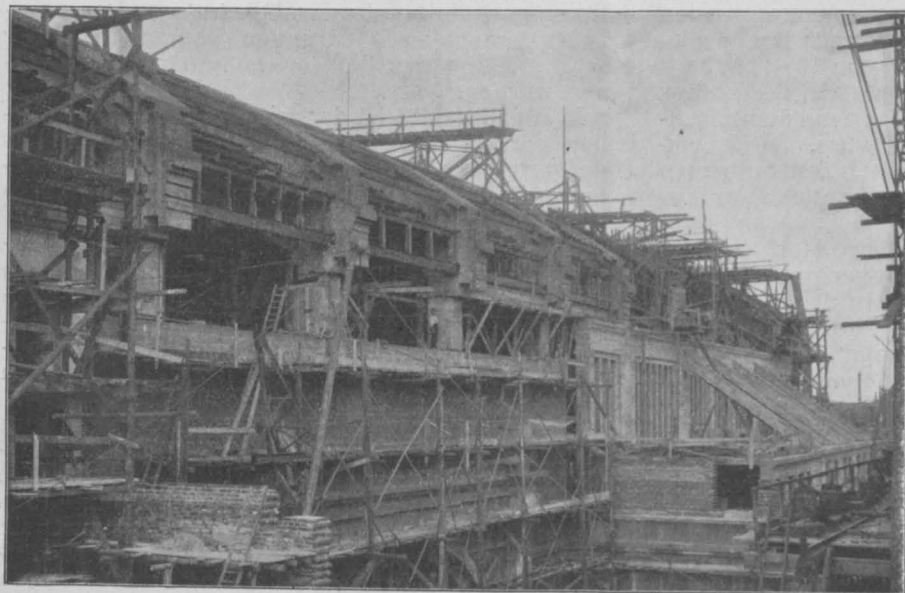


Abbildung 15. Auflagerung der Binder auf der Abschlußwand, hinten die Windstreben.

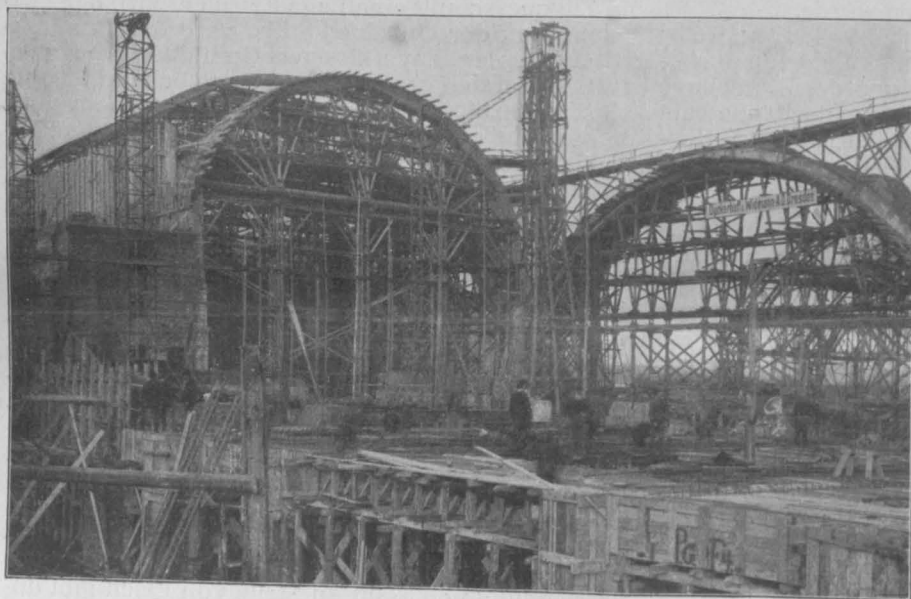


Abbildung 25. Blick auf die in Ausführung befindliche Halle.

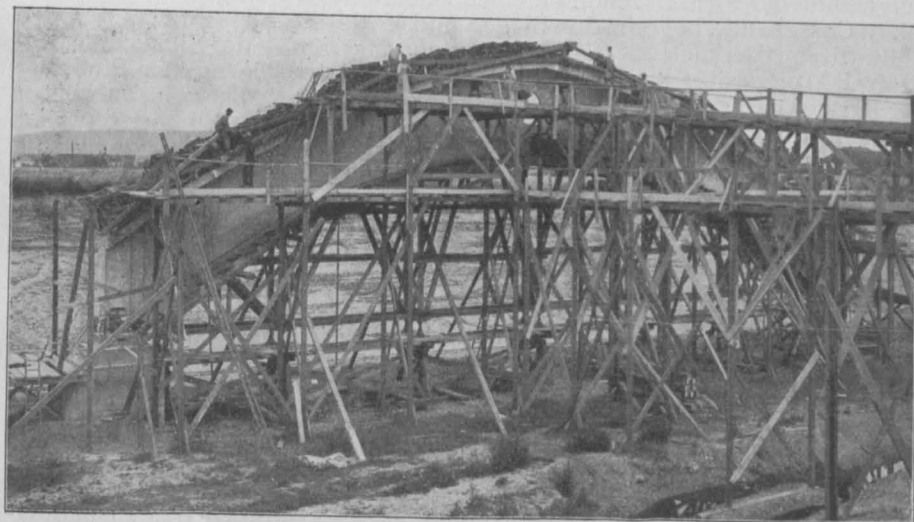


Abbildung 20. In natürlicher Größe hergestellter Probebogen.

2 weitere Zugstreben eingeschaltet, wodurch sich ein sogenanntes dreiteiliges Strebenfachwerk ergab. Im mittleren Teile sind außerdem entgegengesetzt ge-

es für die konstruktive Gestaltung der Auflagerung der schweren Zwischenbinder auf der hohen Gebäudewand unbedingt erforderlich, die Reibungskraft

Nach denselben Grundsätzen ist auch der in Abb. 22, S. 77 dargestellte Soffittenbinder, und zwar als zweiteiliges Fachwerk, bewehrt worden.

Die Beobachtung feiner Haarrisse, die bei Ueberbelastung des Versuchsbinders auftraten und längs der Pfosten verliefen, ergab eine Bestätigung der alten Regel, daß es sich empfiehlt, alle einspringenden Ecken bei Eisenbetonkörpern zu vermeiden. Es wurden daher die senkrechten Kanten der Pfosten mit bisher rechteckigem Querschnitt bei der Ausführung stark abgefast und ebenso auf die schon bei dem Probebinder vorgesehene Ausrundung der Querschnittsformen besonderes Gewicht gelegt.

Endlich sei noch erwähnt, daß während der Ausführung eine unerwartet starke Verschiebung des Rollenlagers eintrat. Diese ist darauf zurückzuführen, daß, wie allgemein üblich, so auch hier das Lehrgerüst zunächst nur gegen senkrechte Lasten möglichst steif ausgebildet, dagegen in wagrechter Richtung verhältnismäßig leicht verschiebbar war. Diesem Nachteil wurde bei der Ausführung durch kräftige Zuganker und reichliche Zangenverbindungen in der Rüstung nach Möglichkeit vorgebeugt. Das Bestreben des Betonkörpers, sich in wagrechter Richtung zu verschieben, entsteht dadurch, daß beim Betonieren der Binder von den beiden Auflagern aus nach der Mitte zu fortgeschritten wurde, wie später noch erörtert wird, und die äußeren Teile des Binders stark geneigt sind.

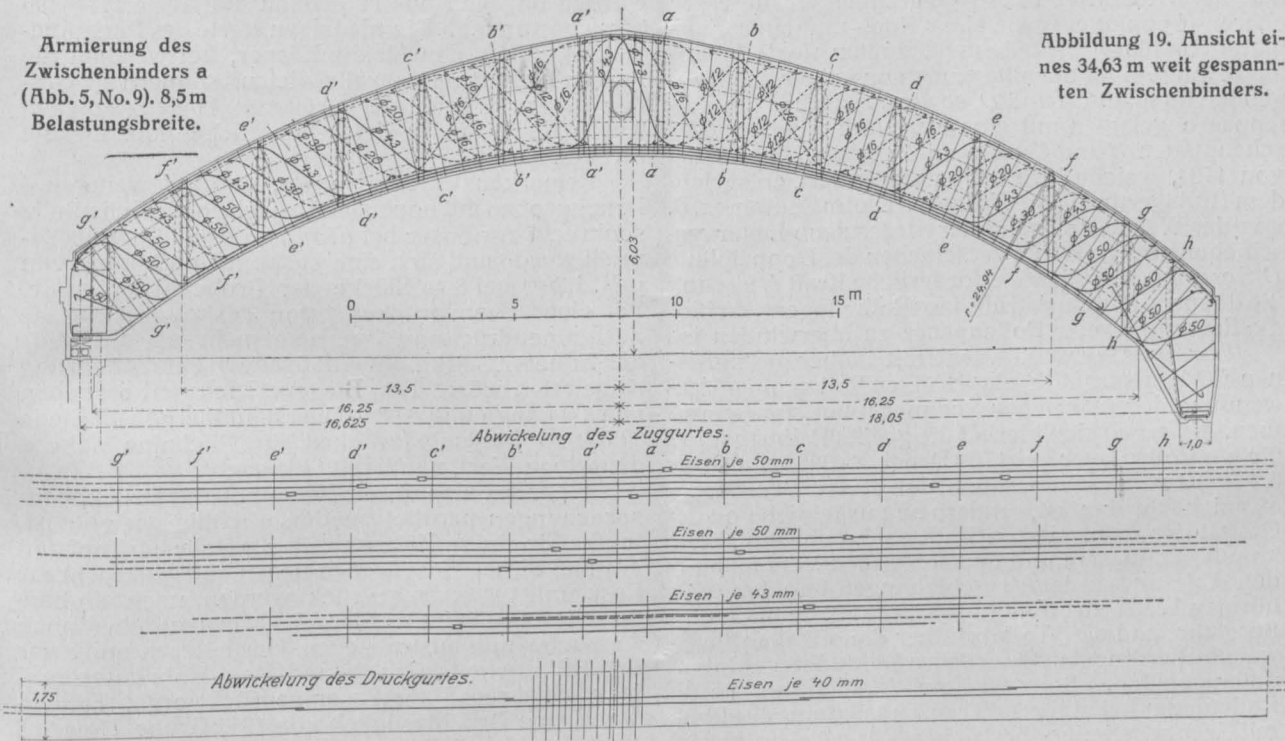
b. Lagerversuch. Wie oben dargelegt wurde, war



des Rollenlagers genauer zu kennen. Von der Größe dieser Kraft hing die Bemessung der 10<sup>m</sup> hohen Eisenbetonwand und des gesamten rahmenartigen Kastens von 170<sup>t</sup> gefunden werden konnte, entschlossen sich die drei ausführenden Firmen zu einem Vorversuch, der im Materialprüfungsamt Groß-Lichterfelde vorge-

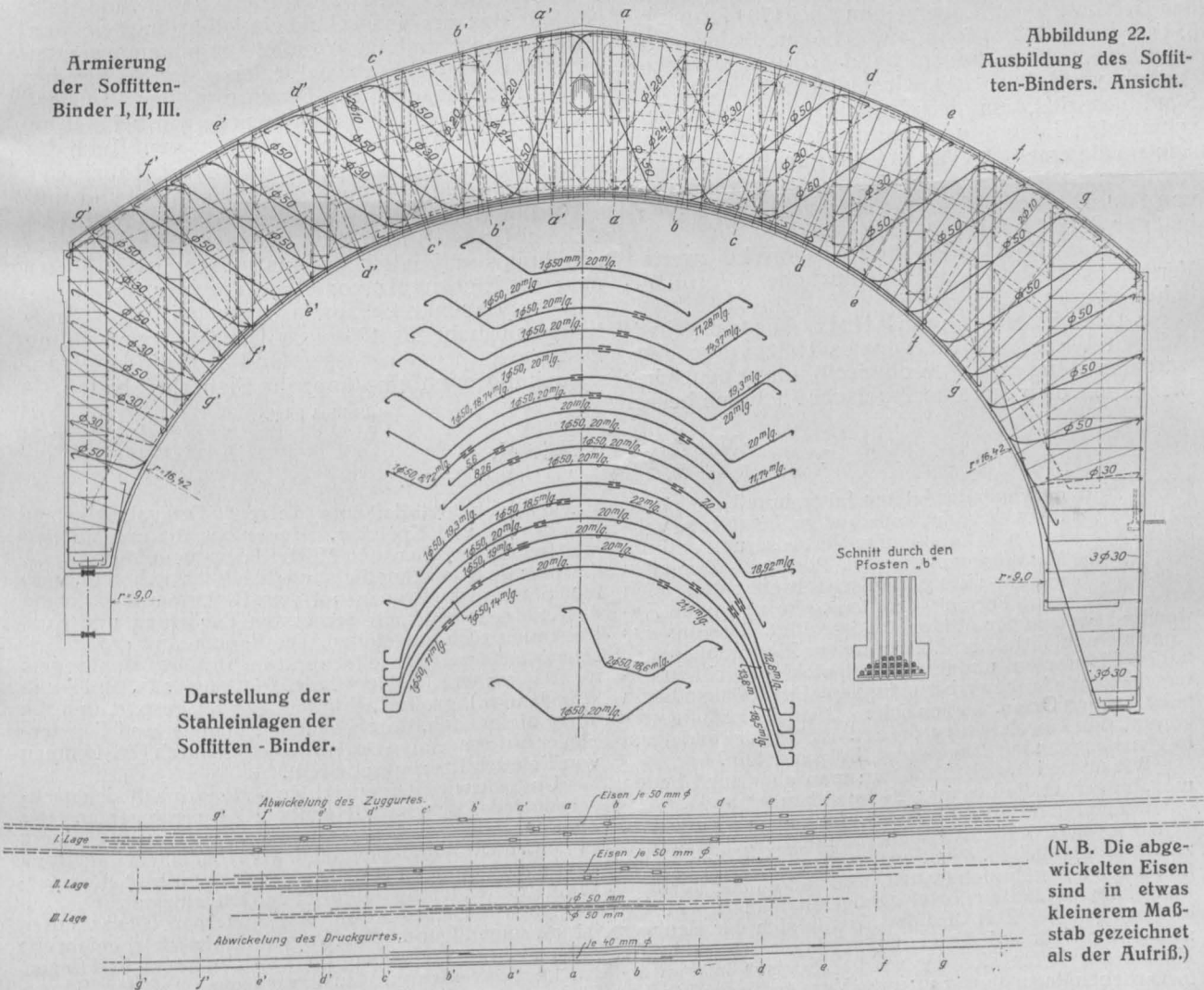
Armierung des Zwischenbinders a (Abb. 5, No. 9), 8,5m Belastungsbreite.

Abbildung 19. Ansicht eines 34,63 m weit gespannten Zwischenbinders.



Armierung der Soffitten-Binder I, II, III.

Abbildung 22. Ausbildung des Soffitten-Binders. Ansicht.



ab. Da weder in der Fachliteratur, noch auf Grund der Erfahrungen unserer deutschen Versuchsanstalten ein bestimmter Anhalt für die Größe der Reibungskraft bei dem ungewöhnlich hohen Auflagerdruck

nommen wurde. Die Versuchsanordnung ist in Abb. 23, Seite 74 dargestellt. Das Material war Gußstahl mit 60 kg/qmm Druckfestigkeit und 12% Dehnung. Die Walzflächen waren gehobelt oder gedreht bzw. ab-

(N.B. Die abgewickelten Eisen sind in etwas kleinerem Maßstab gezeichnet als der Aufriß.)

gedreht, sodann geschmirgelt und unter Benutzung einer polierten Fläche geschliffen.

Während ein vollständiges Lager im Bauwerk nur aus 2 Rollen von 225 mm Durchmesser mit einer oberen Kippplatte, sowie einer Kopf- und einer Fußplatte von 100 mm Dicke besteht, mußten hier 2 Rollenpaare mit je einer oben liegenden und einer unten liegenden Fußplatte *A* und *D*, sowie 2 zwischen die Rollenpaare gelegten mit einander verbundenen Zwischenplatten *B* und *C* verwendet werden. Die Last *Q* von 170 t, welche ihre Lage nicht ändert, entspricht dem Auflagerdruck des Trägers. Die im Bauwerk z. B. von der Wärmeänderung hervorgerufene Lagerverschiebung wurde durch Verschieben der Doppelplatte *B* *C* erzeugt. Die hierzu erforderliche Kraft *P* ist dann die doppelte Reibungskraft eines Rollenlagers, da hier die Reibung zweier Rollenpaare zu überwinden ist.

Der erste Versuch wurde mit sauber geschliffenen Flächen, sorgfältig abgedrehten Rollen ohne Verwendung irgendwelcher Schmiermittel vorgenommen. Es ergab sich hierbei die größte Reibungskraft für ein Rollenlager bei 170 t Druck zu 360 kg, also zu 0,2%. Erwähnt sei vor allem, daß dieser Wert durchaus nicht konstant ist, sondern hauptsächlich von der Gestalt der deformierten Rollenbahn abhängt. Man konnte bei diesem und den folgenden Versuchen in den Ablesungen der Verschiebungen und der zugehörigen Werte der Reibungskraft z. B. deutlich eine Bergfahrt und eine Talfahrt über die offenbar eingewalzte allerdings nicht meßbare Mulde der Stahlplatte unterscheiden. Beim zweiten Versuche wurde die Rollenbahn bei einer äußeren Endstellung der Platte mit Graphitschmiere bestrichen. Hierbei ergab sich der Größtwert der Lagerreibung bei 170 t Druck zu 530 kg, also zu 0,3%, somit etwas höher, als bei ungeschmiertem reinen Lager. Bei dem dritten Versuche endlich wurde auf diese Graphitschmiere Oel und Sand gespritzt, um den Zustand eines stark verschmutzten Lagers nachzuahmen. Hierbei ergab sich zur allgemeinen Verwunderung der beträchtliche Wert von 2600 kg, also rund 1,5% des Auflagerdruckes von 170 t. Dieser Wert wurde mit reichlicher Sicherheit der Berechnung zugrunde gelegt.

Weitere Einzelheiten dieses bemerkenswerten Versuches bleiben einer ausführlichen Veröffentlichung vorbehalten.

c. Druckversuche mit Holz. Da für die einstweiligen Widerlager Streben als Holz vorgesehen waren, entstand die Frage, ob hierfür unser deutsches Eichenholz oder das amerikanische Pitchpine besser

geeignet ist. Aus 6 Proben mit Eichenholz ergab sich bei einem Druck parallel zur Faserrichtung eine Festigkeit von 292–348, i. M. 306 kg/qcm, für Pitchpine wurden dagegen aus 11 Proben die Werte 171–396 kg/qcm gewonnen. Die niedrigen Werte des Pitchpine-Holzes erhielt man für die Körper, bei welchen die Fasern nicht genau parallel liefen, sondern gewunden waren. Wegen der größeren Gleichmäßigkeit wurde daher unser deutsches Eichenholz für die Streben gewählt.

Bemerkenswert ist ferner, daß bei weiteren 4 Druckproben mit noch ziemlich frischem Eichenholz senkrecht zur Faser bei 67 kg/qcm der Saft herausgepreßt wurde und sich eine Zusammendrückung von i. M. 1,2 cm bei 8 cm Stärke der Probekörper ergab. Bei einer Beanspruchung von 390 kg/qcm betrug die Zusammendrückung 5 cm, also mehr als die Hälfte der früheren Stärke, ohne daß jedoch eine Zerstörung eingetreten wäre. Ein Biegeversuch mit 6 Proben von 1 m Länge und 8·8 cm Querschnitt ergab für Eiche 595 kg/qcm Biegezugfestigkeit für Pitchpine nahezu denselben Wert, nämlich 614 kg/qcm.

Während also unser Eichenholz für Druckbeanspruchungen parallel zur Faser völlig geeignet ist, mußte für einige Holzschwellen, welche am Kopf und am Fuß dieser Holzstreben liegen und senkrecht zur Faser mit 100 kg/qcm gedrückt werden, noch ein härteres Holz gesucht werden. Es wurden daher noch Versuche mit australischen Harthölzern und zwar mit Tallowwood-, Gruba- und Moa-Holz unternommen. Senkrecht zur Faser gedrückt ergab Tallowwood eine Druckfestigkeit von 131, Gruba-Holz 205 und Moa-Holz 217 kg/qcm. Es wurde daher Moa-Holz gewählt, das aus Neuseeland eingeführt und vielfach als Möbelholz und für Wandtäfelungen angewendet wird. Die Quetschkraft, bei welcher der Beginn des Zusammendrückens im Diagramm der Amsler-Laffon'schen Presse angezeigt wurde, war bei diesem Holz 106, bei dem Gruba-Holz 117 kg/qcm. Auch die Festigkeitszahlen bei einem Druck parallel zur Faser überstiegen den Wert unseres Eichenholzes und sind bei Tallowwood 455, bei Moa-Holz 548 kg/qcm, während sich bei Gruba-Holz 637 kg/qcm ergaben. Nach diesem Ergebnis sind folglich die australischen Harthölzer unserem Eichenholz vor allem dadurch überlegen, daß sie sich senkrecht zur Faser erst bei Ueberschreitung von mehr als 100 kg/qcm Druckbeanspruchung zusammen pressen lassen und bei dieser Beanspruchung noch eine doppelte Sicherheit bieten. —

(Schluß folgt.)

## Neuzeitliche Mörtel.

Von Professor M. Gary in Berlin-Lichterfelde.

**I**nnnerhalb der letzten Jahrzehnte hat sich im Bauwesen eine vollständige Umwälzung vollzogen. Die ständige Verbesserung und die Massenerzeugung des Portland-Zementes und anderer hydraulischer Bindemittel haben neue Formen der Bauwerke und neue Anwendungswesen der Bindemittel gezeitigt. Das uns aus Altertum und Mittelalter überkommene Ziegelmauerwerk hat im Eisenbeton- und im Stampfbetonbau nicht zu unterschätzende Mitbewerber gefunden. Der Kalksandstein hat an vielen Orten, wo Ton selten, Sand aber häufig vorkommt, den Ziegelstein verdrängt. Berlin verwendet fast in gleichen Mengen Ziegel- und Kalksandstein.

Wie und mit welchen Steinen man aber auch bauen mag, immer ist die Lösung: „Schnell bauen“ und „wohlfeil bauen“! Die gute, alte Bauweise unserer Voreltern, denen wir die Erhaltung mancher mittelalterlicher Bauten zu verdanken haben, droht verloren zu gehen. Namentlich der für gewöhnlich in den Großstädten zur Verwendung kommende Baumörtel genügt nicht mehr den Anforderungen der Zeit. Früher löschte sich der Bauherr selbst den Kalk auf dem Grundstück ein und gelernter Maurer bereiteten sich daraus die „Speise“ in dem erforderlichen Magerungsgrad; unter Verwendung möglichst großer Steine wurde hübsch langsam aufgemauert.

Mit wenigen Ausnahmen war die Höhe der Bauwerke beschränkt, die Räume waren klein, zahlreiche die Konstruktion aussteifende Zwischenwände vorhanden, Kalk brauchte nicht übermäßig gespart zu werden und das

Mauerwerk behielt Zeit zum „Setzen“. Das galt selbst für Kaufhäuser und Speicher. Heute bezieht man in den meisten Großstädten den Mörtel fertig vom Mörtelwerk, der Bau wird so schnell als möglich hoch gebracht, vier, fünf Stockwerke stehen auf dem Kellermauerwerk und das „Setzen“ muß mit der ersten Erhärtung und Austrocknung zusammenfallen. Die Räume sind groß, Zwischenwände werden vielfach erst nachträglich eingezogen, nicht gemauert (Rabitzwände, Plattenwände, Prüß'sche Wände usw.), große Lichtöffnungen ausgespart und die übrig bleibenden, durchgehenden Mauern und Fensterpfeiler durch massive Decken belastet, durch Einstemmen von Rohrschlitzten geschwächt.

Und wie wird gemauert! Zum Mauern hält sich nachgerade jeder gewesene Handlanger für gut genug. Die Zahl der gelernten Maurer wird immer kleiner. Da kann es dann nicht Wunder nehmen, wenn bei einem modernen Großstadtbau sich Fehler an Fehler reiht und die Sparsamkeit allzu häufig am falschen Orte einsetzt.

Auch die Aufsicht auf den modernen Riesenbauten ist oft ungenügend. Der vom Mörtelwerk angefahrne Mörtel lagert oft tagelang im Freien, in Sonne und Regen, trocknet aus oder wird ausgewaschen. Auf dem Baugerüst angekommen, wird er nach Bedarf mit Wasser verdünnt oder mit Sand „angesteift“. Häufig geschieht beides, namentlich, wenn aus der Baugrube „Sand“ gewonnen wird, dessen Verwertung erwünscht, der aber oft wenig zu Mörtelzwecken geeignet ist. Niemand kontrolliert die Zusammensetzung des gelieferten Mörtels. Niemand fragt



danach, ob er noch Sand vertragen kann. Wenn er schön weiß aussieht, ist er gut genug. Daß der von den Mörtelwerken angelieferte Baumörtel nicht Kalk im Ueberschuß enthält, ist bekannt und erklärt sich aus den ständig wachsenden Unkosten dieser Werke.

Dennoch ist es auf Berliner Bauten fast die Regel, daß der angefahrene Mörtel von den Handlangern noch mit Sand angesteift wird, aus zwei Gründen. Mauerwerk mit Kalkmörtel der richtigen Zusammensetzung (etwa 1:2,5 bis 3 in Raumteilen) setzt sich um etwa 1% der Mauerhöhe, wodurch naturgemäß bei schneller Bauausführung Risse, namentlich in den Tür- und Fensterbögen entstehen müssen. Durch sandreichen Mörtel läßt sich das Setzen wesentlich vermindern. Es beträgt schon bei Ziegelmauerwerk mittelguter Ausführung nur noch etwa 0,6%.<sup>1)</sup> Dazu kommt, daß die Handlanger den Wunsch haben, den Mörtel, den sie nach oben bringen sollen, möglichst hoch auf der Mulde aufzutürmen. Kalkreicher, zu nasser Mörtel würde an der Mulde kleben und leicht abrutschen, deshalb erhält er Sandunterlage und Sandzusatz.

Ein solcher zu magerer Mörtel findet nun Anwendung zwischen Steinen, die man vor dem Vermauern häufig nicht benetzt, weil dazu Wasser auf das Baugerüst geschafft werden muß, oder weil man „Ausfrieren“ fürchtet. Vor dem Aufbringen auf den Bau werden die Steine gleichfalls nicht benetzt, weil sie dadurch den Steinträgern zu schwer werden. Das Bauwerk soll auch schnell austrocknen und beziehbar werden, deshalb wird Wasser in Stein und Mörtel nach Möglichkeit gespart. Das noch im Mörtel enthaltene Wasser wird durch die Steine sofort abgesaugt, verdunstet, und die trockene Mischung von viel Sand und wenig Kalkhydrat bleibt übrig. Die Grundbedingung guter Kalkmörtel-Erhärtung, Feuchtigkeit, fehlt nunmehr. Der Mörtel kann überhaupt nicht erhärten, oder er erhärtet nur an der Oberfläche der Fugen, wo diese vielleicht gelegentlich vom Regen benetzt werden.

Ich habe auf alle diese, die neuzeitlichen Bauwerke ungünstig beeinflussenden Umstände bereits in einem Vortrage hingewiesen, den ich in der Hauptversammlung des „Deutschen Vereins für Ton-, Zement- und Kalkindustrie“ am 18. Februar 1907 gehalten habe.<sup>2)</sup> Inzwischen sind die damals schon im Gange befindlichen Untersuchungen im Materialprüfungsamt über das Verhalten von Kalkmörtel im Mauerwerk aus Ziegeln und Kalksandsteinen abgeschlossen worden, und die Ergebnisse dieser Versuche sind von Burchartz veröffentlicht.<sup>3)</sup> Die Versuche haben gezeigt, wie außerordentlich langsam der Kalkmörtel von außen her in der Fuge erhärtet und daß Kalkmörtel überhaupt nur bei Gegenwart von Feuchtigkeit und bei Zutritt der Luft (Kohlensäure) erhärten kann. Daher kommt es, daß in dicken Mauern früherer Zeit (Kreuzkirche in Dresden, Dom in Berlin, Deutsch-Ritterschloß Marienburg) bei Abbrucharbeiten der Kalkmörtel im Inneren des Mauerwerkes noch vollkommen weich vorgefunden wurde. Das hatte früher nicht viel auf sich, denn der Kalk wurde sorgfältig mit Holz gebrannt und im Mörtel nicht gespart. Man baute damals langsam und gab so dem Mörtel genügend Zeit, sich anzusteifen, sodaß er, wenn er auch nicht im Inneren der Fuge erhärtete, wenigstens die Fuge ausfüllte und sich nicht mehr nennenswert zusammendrückte, wenn die Last des aufgehenden Mauerwerkes darauf kam, vor allem aber auch am Stein haftete.

Heute ist das anders geworden. Zeit ist Geld, und die Grundpreise sind so hoch, daß namentlich bei den Unternehmerbauten jede Woche Zinsverlust schwer ins Gewicht fällt. In wenigen Tagen ist das Mauerwerk eines Riesenmiethauses empor gewachsen, und die Kühnheit ist oft zu bestaunen, mit der man solches noch völlig nasse und in Bewegung befindliche Mauerwerk mit schweren, weit gespannten Decken und hohen Dächern belastet, bei denen Seitenschub keineswegs ausgeschlossen ist. Hauseinstürze gehören deshalb nicht gerade zu den Seltenheiten und sind häufig eine Folge der geringen Haftung des Mörtels am Stein, die durch die oben erwähnte Beobachtung zweier Mauern unzweideutig für Ziegel wie für Kalksandsteine erwiesen wurde.

Unter solchen Umständen scheint es an der Zeit zu sein, über Mittel und Wege nachzudenken, die eine Verbesserung des Baumörtels herbei zu führen imstande sind. In den meisten Großstädten ist auf dem Bauplatz kein

Raum mehr für die Kalkgrube; die Anlage einer solchen Grube kostet auch Geld. Wo man wirklich zur Anlage einer Kalkgrube schreitet, bleibt dem frisch gelöschten Kalk keine Zeit zum Nachlöschen und Eindicken. Dazu kommt, daß guter Sand nur selten auf der Baustelle gefunden wird und daß die Heranschaffung des Sandes ohne geeignetes Fuhrwerk immer mit Schwierigkeiten verknüpft ist.

Das waren die Gründe, die in Berlin den Baumeister Robert Guthmann zuerst veranlaßten, Mörtelwerke zu schaffen, die statt des Sandes gleich den fertigen Baumörtel zur Verwendungsstelle schaffen. Unübersehbarer Segen ist dem Berliner Bauwesen aus den Mörtelwerken erwachsen. Wie hätte man in Berlin bei dem schnellen Aufschwung der Stadt in den letzten Jahren die Unmengen Mörtel beschaffen sollen, die für die Riesenbauten erforderlich waren? Handelt es sich doch um etwa 2 Millionen cbm Maschinenmörtel, die jetzt jährlich in Berlin vermauert werden. Bei dieser Menge ist es notwendig, daß die verfügbaren Kalkgruben jährlich 30 bis 40 mal gefüllt und wieder geleert werden müssen, um dem Bedürfnis zu genügen.

Die Folge ist, daß auch in den Mörtelwerken der großen Städte der Kalk nicht mehr ausreichend löschen und gedeihen kann. Dazu kommt, daß es bei der schnell vor sich gehenden Mörtelbereitung an der notwendigen Kontrolle der Mischung mangelt. Bei der Mischung von Sand und Kalk in den Mörtelwerken läßt der Mörtler, der die Schnecke bedient, nach dem Augenmaß die aufgerührte Kalkmilch zu dem Sand in die Schnecke fließen. Die Kontrolle für die annähernd richtige Durchschnittsmischung liefert dem Mörtelwerk erst nachträglich der Materialverbrauch. 8 Zentner gebrannten Kalkes sollen erfahrungsgemäß 1 cbm Grubenkalk liefern und 1 cbm Grubenkalk 3,2—3,5 cbm Mörtel.

Wenn diese Kontrolle einsetzt, ist aber der Mörtel längst weg gefahren, wahrscheinlich schon vermauert. Diese Kontrolle schließt auch nicht aus, daß gelegentlich infolge Unachtsamkeit des Mörtlers eine Mischung aus der Schnecke in den Mörtelwagen kommt, die noch weniger Kalk enthält. Man weiß, daß guter Kalkmörtel mindestens 10% Aetzkalk (CaO) enthalten soll. Für einen solchen Mörtel (13,2% Kalkhydrat und 86,8% Sand) berechnet sich unter der Annahme, daß Berliner Mauer sand mit 4% Feuchtigkeit und 1,35 Raumgewicht verwendet worden ist, das Mischungsverhältnis auf 1 Raumteil Kalkteig zu 3,3 Rt. feuchten Sand. Krone<sup>4)</sup> fordert für guten Mörtel sogar 1:2,5 bis 1:3 Raumteile.

Solcher Mörtel ist teuer und wird noch teurer durch die weiten Wege, die von den Mörtelwerken bis zur Baustelle zurück zu legen sind, und auf denen ungefähr 50% Wasser, die der Mörtel umschließt, mitgeführt werden müssen. Da man fast auf jeder Baustelle Wasser in genügender Menge zur Verfügung hat, drängt sich die Frage auf, ob es notwendig ist, den Mörtel mit Wasser zu versenden, ob es nicht zweckmäßiger wäre, ihn trocken zur Baustelle zu bringen.

Ich habe auf die Verwendung von Trockenmörtel bereits in dem vorerwähnten Vortrage hingewiesen. Mörtelfabrikation und Transport würde sich ungleich einfacher gestalten, wenn man den Kalk nicht mehr zu Brei, sondern zu Pulver löschen und trocken mit dem Sande mischen würde. Technische Schwierigkeiten bestehen nicht. Die Kontrolle der Mischung wäre leicht, der Transport wesentlich vereinfacht und verbilligt. Bekanntlich verwendet man in den Vereinigten Staaten von Nordamerika seit Jahrzehnten vorwiegend pulverförmiges Kalkhydrat<sup>5)</sup>.

Neuerdings sind aber noch eine ganze Reihe anderer hydraulischer Bindemittel auf dem Baumarkt erschienen, mit denen es wohl der Mühe wert wäre, zu versuchen, wie weit sie zu einer Verbesserung des Baumörtels herangezogen werden können. Aber selbst wenn man an dem bisherigen Bestande der Mörtelwerke nicht rütteln und die unzweifelhaften Vorzüge gut gelöschten Luftkalks für die Baupraxis nicht missen will, bieten sich noch verschiedene Möglichkeiten, den Mörtel zu verbessern. Das sind:

1. Zusatz geringer Mengen von Portlandzement zum Kalkmörtel,
  2. Benutzung hydraulischer Zuschläge anderer Art,
  3. anderweitige Ablösung des Kalkes unter teilweisem Aufschluß der Kieselsäure, des Sandes.
- Auf letzterem Wege ermöglicht sich am leichtesten die Anfuhr von Trockenmörtel zur Baustelle.

Es ist bekannt, daß Haftfestigkeit und Scher-(Schub-)festigkeit der gewöhnlichen Luftmörtel außerordentlich

<sup>1)</sup> Prof. Karl Scheel hat im Jahre 1903 in der physikalisch-technischen Reichsanstalt durch Versuche festzustellen begonnen, welche Mörtel bei Pfeilermauerungen im Hinblick auf eine möglichst schnell eintretende Unveränderlichkeit der Pfeiler mit bestem Erfolg anzusetzen seien („Astronomische Nachrichten“: 189, 229—234, 1911, „Tonindustriezeitung“ 1912, Nr. 21). Dabei ist erneut bewiesen, daß infolge Schwindung des Kalkmörtels das Mauerwerk sich in der ersten Beobachtungszeit um 0,6% setzt.

<sup>2)</sup> Vergl. Mitteilungen aus dem kgl. Materialprüfungsamt 1907, S. 41.

<sup>3)</sup> „Tonindustriezeitung“ 1912, No. 38.

<sup>5)</sup> Vergl. Tonindustriezeitung 1906, Seite 2257.

<sup>4)</sup> „Deutsche Bauzeitung“ 1899, Seite 60.

gering sind. Bei Verwendung scharf gebrannter (geklüfter) Steine oder Anwendung von Verblendern (auch mancher Kalksandsteine) mit glatter Oberfläche ohne Löcher und ohne Mörtelverfugung kann man sie dreist mit Null in die Rechnung einsetzen. Das hat aber nicht gehindert und hindert auch heute noch nicht, Luftmörtel auch für Mauerwerksteile anzuwenden, bei denen Zugspannungen oder Schub keineswegs ausgeschlossen sind, ja, sogar für Mauerwerk, das nicht aus Ziegelsteinen im Verband, sondern aus rohen oder unregelmäßig behauenen Bruchsteinen ohne lagerhafte Fuge hergestellt wird. Die bereits von Nussbaum<sup>6)</sup> ausgesprochene Warnung, Luftmörtel nicht für Gebäudeteile zu verwenden, die entweder stark belastet oder gar auf Zug oder Schub beansprucht sind, ist daher nicht nur am Platze, sondern sie geht noch nicht einmal weit genug.

Da doch das Streben der Bauwelt von allen Seiten darauf gerichtet ist, größte Sicherheit bei wohlfeiler Bauweise zu gewinnen, sollte es an einem so wichtigen Baugliede, wie der Mörtel es ist, nicht Halt machen. Nimmt doch der gewöhnliche Mörtel im Ziegelmauerwerk etwa 25% der ganzen Mauermasse ein, bei Bruchsteinmauerwerk sogar etwa 33%. Für einen guten Bau ist ein guter Mörtel nicht minder wichtig wie ein guter Stein. Erst der Mörtel gewährleistet der Fassade Gliederung, den Räumen Lüftung, den Mauern Haltbarkeit.

Ich habe bereits früher an einigen Beispielen gezeigt, wie man mit geringen Mehrkosten den gewöhnlichen Luftmörtel wesentlich verbessern kann. Es kostet:

1 hl Kalkmörtel 1:2,5 = 0,75 M.,

1 hl „ 1:4 + 5 l Zement = 0,85 M.

Ein Mörtel mit Zementzusatz behält seine Magerkeit, seine Erhärtungsfähigkeit aber wird bedeutend gesteigert, er liefert trockenes Mauerwerk und gibt keine Veranlassung zu übermäßigem Setzen. Durch Zusatz von 0,15 Raumteilen Portlandzement zu fettem Kalkmörtel wird bei einer Preissteigerung von nur etwa 27% eine Erhöhung der Zugfestigkeit des Mörtels um rd. 65% und eine Erhöhung der Druckfestigkeit um rd. 233% erzielt. Dabei sind nur die Mittelwerte der Festigkeiten von 28 bis 60 Tagen Alter des Mörtels zugrunde gelegt. Bei höherem Alter stellen sich die Vergleiche noch weit günstiger.<sup>7)</sup>

Diese Zahlen bezogen sich auf fetten Kalkmörtel. Ich habe aber auch nachgewiesen, daß man mit dem mageren Kalkmörtel 1:5 mit 0,5 Rt. Zementzusatz zum Einheitspreis von 1,04 M. denselben Erfolg erzielt, wie mit dem fetten Kalkmörtel 1:2 mit 0,15 Rt. Zementzusatz zum Einheitspreis von rd. 1,06 M. Jedenfalls erhält man auf diese Art einen Mörtel, der gutes, trockenes und festes Mauerwerk liefert, aus dem man nicht die einzelnen Steine ohne Kraftanstrengung mit der Hand heraus nehmen kann, wie das häufig bei dem in Berlin üblichen Baumörtel der Fall ist.

Die Preiserhöhung von rd. 4 M. auf 1 cbm Mörtel, also um 1 M. oder 1,25 M. für 1 cbm Mauerwerk will nicht viel besagen, wenn man berücksichtigt, daß die Steinpreise in Berlin frei Bau i. allg. zwischen 24 und 35 M. für 1000 Steine schwanken, also der Preiserhöhung des Mörtels um 1 M. für 1 cbm Mauer unter Umständen ein um etwa 4 M. höherer Steinpreis gegenüber steht.

Der Portlandzement ist aber nicht der einzige Baustoff, der zur Verbesserung des Baumörtels heran gezogen werden kann. Unna<sup>8)</sup> hat bereits darauf hingewiesen, daß die Bauleute des deutschen Mittelalters sich nach dem Vorbild der Römer mit Erfolg des Traßzusatzes zum Kalkmörtel bedienten und daß die hohen Festigkeiten des Mörtels aus mittelalterlichen Kirchenbauten am Rhein auf die Verwendung dieses an löslicher Kieselsäure reichen Materials zurück zu führen sind.<sup>9)</sup> Wo also Traß oder lösliche Kieselsäure in anderer Form zu haben ist, möge man sie verwenden. Es stehen zur Verfügung: Kieselgur (Infusorienerde), fein gemahlene, schwach gebrannte Ziegel, sogen. Si-Stoff, ein Abfallprodukt aus der Alaunfabrikation, wesentlich bestehend aus löslicher Kieselsäure. Welche bedeutenden Verbesserungen der Mörtel durch solche Zusätze zum Kalkmörtel zu erzielen sind, hat das kgl. Materialprüfungsamt Groß-Lichterfelde nachgewiesen.

Die Ergebnisse dieser Versuche werden demnächst in den „Mitteilungen aus dem kgl. Materialprüfungsamt“ Jahrg. 1912 veröffentlicht. Wie solche Zusätze auch den freien Kalk des Portland-Zementes zu binden und dessen

Widerstandsfähigkeit gegen bestimmte chemische Einflüsse zu fördern vermögen, ist bereits früher festgestellt. Zahlreiche Belege dafür finden sich in den „Mitteilungen“.

Es ist auch bekannt, daß seit einigen Jahren hydraulische Bindemittel in den Handel kommen, die im wesentlichen aus Kalkhydrat und hydraulischen Zuschlägen bestehen und teilweise hervorragend hohe Festigkeiten liefern. Solche Bindemittel sind von der Bauwelt zu begrüßen, sofern sie nicht unter phantastischen oder nichtsagenden Namen auftreten, sondern ihre Art und ihre Bestandteile aus der Handelsbezeichnung klar ersichtlich sind. Die Aufbereitung solcher Bindemittel zu Trockenmörtel würde nun ein weiterer Schritt auf dem Wege sein. Sie setzt aber zweierlei voraus, nämlich die sorgfältigste Auswahl der Zuschlagstoffe und die innigste Mischung auf geeigneten Maschinen. Beide Bedingungen erfüllen größtenteils die sogen. „Edelputze“, die als Vorläufer auf dem gemeinsamen Wege anzusehen sind.

In manchen Gegenden Deutschlands bietet sich die Möglichkeit, die Mörtel Eigenschaften durch Zusatz bestimmter Sande wesentlich zu verbessern. Es sei hingewiesen auf die Verwendung granulierter Hochofenschlacke, vulkanischer Sande, gemahlener Basaltes. Namentlich Basaltmehl wird neuerdings in den großen Schotterwerken der Basaltbrüche in erheblichen Mengen gewonnen, aber von der Bauwelt noch nicht genügend gewürdigt. Auch Kalksteinmehl ist unter Umständen vortrefflich verwendbar.

Hingewiesen sei auf die Versuche von Dr. Böhme über die vulkanischen Sande der Eifel (Mitteilungen: Ergänzungsheft I, 1889), auf die alten Versuche desselben Forschers über den Einfluß der Zusätze von verschiedenen pulverförmigen Substanzen auf Portlandzement (1886) und den Einfluß verschiedener Korngrößen des Sandes (1884). Seit der Veröffentlichung dieser Arbeiten sind zahlreiche andere Forschungsergebnisse, die auf demselben Gebiete liegen, gedruckt worden, aber wie es scheint, sehr schnell der Vergessenheit anheim gefallen.

Wiederholt ist ausgesprochen worden, daß auf die Auswahl der richtigen, dem Verwendungszweck angepaßten Zuschlagstoffe zu den Mörteln häufig höherer Wert zu legen ist, als auf die Wahl des Bindemittels, da selbst ein geringwertiges Bindemittel durch geeignete Zusätze, anderer, an sich höherwertigen Bindemittel in seinen Haupteigenschaften gleich werden kann.<sup>10)</sup>

Auch das Alter der Mischung von Bindemitteln und Zuschlagstoffen hat auf die Festigkeitseigenschaften Einfluß.<sup>11)</sup> Frische Mischungen sind zu bevorzugen. Deshalb darf auch Trockenmörtel nur frisch vom Werke zum Bau geliefert werden, wofür eine geeignete Tagesplombe Gewähr leisten könnte.

Schließlich bietet sich noch ein Weg zur Herstellung von Trockenmörtel, der, wie verlautet, demnächst in Berlin besprochen werden soll. Das ist neben sorgfältigster Auswahl des Kalkes und Sandes die Aufbereitung des Mörtels in einer Form, für die die Kalksandsteinfabrikation wegweisend ist. Welche Mörtel mit einem solchen Verfahren zu erzielen sind, bleibt nachzuweisen.

Daß sie besonders gute sein werden, ist kaum zu bezweifeln. Unsere rührige Industrie wird auf dem einmal beschrittenen Wege nicht Halt machen. Die Mahnung, die ich vor fünf Jahren an den „Deutschen Verein für Ton-, Zement- und Kalkindustrie“ gerichtet habe, ist fruchtbringend gewesen. Auch die Industrie der Luftmörtel strebt nach Verbesserung. Mannigfaltig sind bereits die Erzeugnisse, die als Sackkalk, Zementersatz, Edelputz, teilweise allerdings unter irreführenden, teilweise auch unter unberechtigten Benennungen in den Handel kommen.

Ein dringendes Bedürfnis der Bauwelt der Großstadt bleibt aber noch zu erfüllen. Das ist die Lieferung eines billigen und guten Trockenmörtels, der schnelles Bauen ohne erhebliche Setzungen des Mauerwerkes gestattet, gut von der Kelle gleitet und die mannigfachen Uebelstände des Maschinenmörtels, der naß auf die Baustelle gebracht wird, vermeidet. Wenn ein solches Erzeugnis gefunden ist, so wird es nötig sein, durch eingehende Versuche die Eigenschaften dieses neuen Mörtels zu erproben. Wenn er das hält, was man erwarten muß, wird ihm der Erfolg nicht versagt bleiben. —

<sup>10)</sup> Vergl. z. B. Rudeloff-Gary. Versuche mit Stampfbeton. Mitteilungen des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton Heft 17. W. Ernst & Sohn, Berlin.

<sup>11)</sup> Vergl. z. B. Gary: Hochofenschlacke und Portlandzement. Mitt. d. Königl. Materialprüfungsamts 1903 Heft 3.

Inhalt: Querbahnsteighalle in Eisenbeton für den Hauptbahnhof in Leipzig. (Fortsetzung.) — Neuzeitliche Mörtel. —

Hierzu eine Bildbeilage: Querbahnsteighalle in Leipzig.

Verlag der Deutschen Bauzeitung, G. m. b. H., in Berlin.  
Für die Redaktion verantwortlich: Fritz Eiselen in Berlin.  
Buchdruckerei Gustav Schenck Nachflg. P. M. Weber in Berlin.

<sup>6)</sup> H. Chr. Nussbaum: Ein Beitrag zu den Trockenverhältnissen der Neubauten. Archiv für Hygiene, Jubelband (17).

<sup>7)</sup> Mitteilungen aus dem kgl. Materialprüfungsamt 1907, S. 20.

<sup>8)</sup> Unna Die Bestimmung rationeller Mörtelmischungen. Verlag Paul, Köln.

<sup>9)</sup> Vergl. auch Herfeldt: Mitteilg. über Traß-Mörtel, und Hambloch: Der rheinische Traß u. a. m.



# DEUTSCHE BAUZEITUNG

## MITTEILUNGEN ÜBER ZEMENT, BETON- UND EISENBETONBAU

\*\*\*\*\*  
UNTER MITWIRKUNG DES VEREINS DEUTSCHER PORTLAND-  
CEMENT-FABRIKANTEN UND DES DEUTSCHEN BETON-VEREINS

IX. JAHRGANG 1912.

No. 11.

### Eine Eisenbetonkuppel von 34<sup>m</sup> Spannweite.

Von Dipl.-Ing. Spangenberg, Direktor der Firma Dyckerhoff & Widmann A.-G. in Karlsruhe.

(Vortrag, gehalten auf der XV. Hauptversammlung des „Deutschen Beton-Vereins“ zu Berlin am 28. Februar 1912.)



Wenn man von den Höhen des Feldberges im Schwarzwald hernieder steigt gegen Süden, im Tal der Alb dem Rhein zu, so eröffnet sich an einer Biegung des Weges ein überraschendes Bild: Mitten in weiten Tannenwäldern erhebt sich ein mächtiger Kuppelbau, ein liebliches Städtchen be-

herrschend und überragend. St. Blasien ist es, die ehemalige Benediktiner-Abtei, eine der ältesten Kul-

turstätten im südlichen Schwarzwald, jetzt eine kleine badische Amtsstadt und ein viel besuchter Luftkurort.

Dem Fürst-Abt Gerbert, der 1764—1793, also kurz vor der 1806 erfolgten Aufhebung des Klosters regierte, ist die Erbauung der Kuppelkirche zu verdanken, deren äußeren Anblick Abbildung 1 zeigt. Beinahe fremd und eigenartig steht das mächtige Bauwerk in der deutschen Landschaft; unverkennbar ist der Anklang an italienische Renaissance-Kirchen, und insbesondere der Einfluß von Michelangelo's Peterskuppel.

Vor dem eigentlichen Zentralbau steht eine von sechs dorischen Säulen getragene Vorhalle, die von



Abbildung 1. Gesamtansicht der Kuppelkirche zu St. Blasien im Schwarzwald.

zwei Türmen flankiert wird. Auf den massigen Umfassungsmauern erhebt sich der von Rundbogen-Fenstern zwischen den Pilastern durchbrochene Tambour, der mit einem kräftigen Hauptgesims abschließt. Dem Tambour gliedert sich mit kleinen Säulen die Attika an und darüber wölbt sich das kupfergedeckte Kuppeldach von 34 m Spannweite (Abbildung 1). Zum Vergleich sei angeführt, daß das Pantheon und St. Peter in Rom, sowie der Dom in Florenz Kuppeln von 40—43 m Durchm. besitzen. Anstelle der sonst

worden. Die Nachbarschaft dieser Spinnerei wurde der Kirche verhängnisvoll. Im Jahre 1874 zerstörte ein in einem Fabrikraum ausgebrochener Brand, der sich durch die Chor-Kirche nach der Kuppel hinzog, die Kirche bis auf die Umfassungsmauern, dabei brach auch die Kuppel selbst zusammen, die eine kühne, eigenartige Holzkonstruktion gewesen sein muß. Nach Angabe der Chronisten soll es ein System von fünf übereinander liegenden Hänge- und Sprengwerken gewesen sein; leider sind keine Zeichnungen

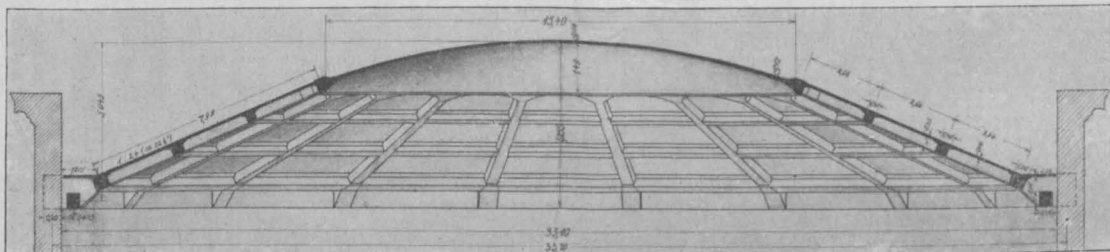


Abbildung 3.  
Allgemeine  
Anordnung  
der Kuppel-  
Konstruktion.

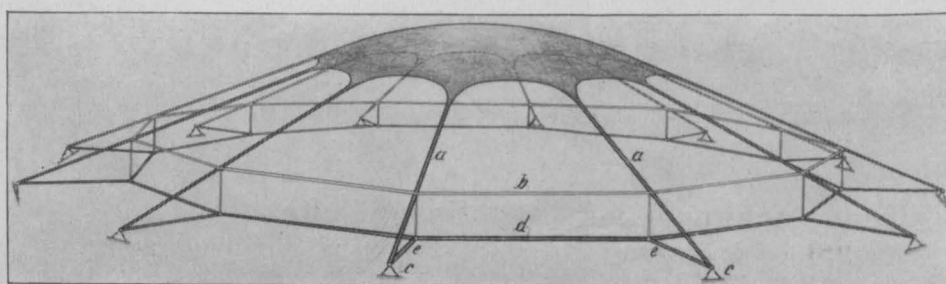


Abbildung 6.  
Statisch wirk-  
sames Kuppel-  
System.

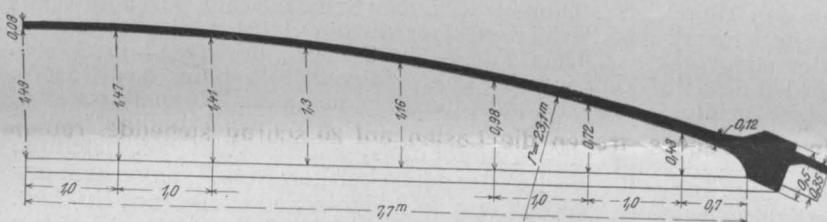


Abbildung 5. Meridianschnitt der mittleren kugelförmigen Kuppel.

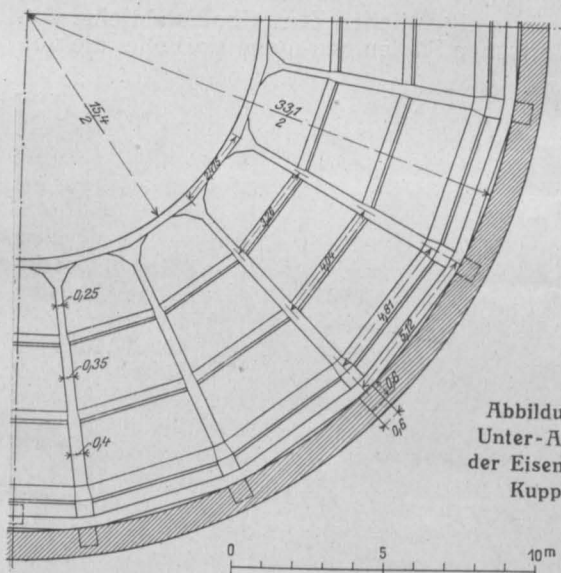


Abbildung 4.  
Unter-Ansicht  
der Eisenbeton-  
Kuppel.

üblichen Laterne trägt die Kuppel in St. Blasien einen stark profilierten knaufartigen Korb, auf dem sich eine vergoldete Kugel und ein vergoldetes Kreuz erheben. Die Außenflächen der Kuppelkirche sind aus grauem Sandstein, während die dahinter liegende Chorkirche nur verputzt ist. Der Bau dauerte 12 Jahre, 1771—1783.

Bei der Aufhebung des Klosters sind die anschließenden Kloster-Gebäude vom Staate verkauft worden und von dem neuen Besitzer zu einer noch jetzt in Betrieb befindlichen Spinnerei umgewandelt

dieses hölzernen Dachstuhles mehr erhalten geblieben. Die Holzkonstruktion füllte den Raum zwischen der inneren Kuppeldecke und dem äußeren hölzernen mit Kupfer gedeckten Kuppeldach; die Decke selbst war eine reich kassettierte Stuckdecke und trug in der Mitte ein Dek-

kengemälde. Die beim Brand erhalten gebliebenen Umfassungswände der Rotunde bilden einen Kreis von 44 m lichtem Durchm., innerhalb dessen — in einem Kreis von 34 m Durchm. — 20 korinthische Säulen angeordnet sind, welche die Kuppel-Konstruktion tragen. (Abb. 2, S. 84.) Die lichte Höhe bis zum Scheitel der Kuppeldecke betrug 34 m, die Gesamthöhe bis zum Kreuz 63 m, die ganze

Länge, einschließlich der Chorkirche 92 m.

Auf Veranlassung des verstorbenen Großherzogs Friedrich von Baden wurde im Jahre 1883 mit der Wiederherstellung des zerstörten Bauwerkes begonnen. Zunächst wurde die Chorkirche erneuert und vorläufig als Gemeindekirche in Benutzung genommen. Der Bogen zwischen Chor und Rotunde, wo früher der Hochaltar stand, wurde zugemauert und die Rotunde erhielt als Dach eine eiserne Kuppel-Konstruktion, bestehend aus 20 Meridian-Bögen, die auf Rollenlagern gelagert sind; die Eindeckung erfolgte mit Holz und Kupfer.

Erst im Jahre 1910 wurden von den badischen Landständen die Mittel (300 000 M.) für den vollständigen Innenausbau bewilligt, und zwar sollte das Bauwerk ganz dem ursprünglichen Zustand entsprechend erneuert werden, um dann wieder als Kirche zu dienen. Zurzeit sind diese Arbeiten nahezu vollendet. Die Art der Restaurierung wurde in feinsinniger Weise nach den Ideen des hochbautechnischen Referenten im großh. bad. Finanzministerium, Prof. Ostendorf, festgelegt. Im einzelnen lag die künstlerische Leitung unter seiner Oberleitung in den Händen von Reg.-Bmstr. Schmieder.<sup>1)</sup>

Der wichtigste und schwierigste Teil der Wiederherstellungsarbeiten war zweifellos die Herstellung der inneren Kirchendecke. Sie war dadurch erschwert, daß die bereits vorhandene äußere eiserne Kuppel seinerzeit ohne Rücksicht auf eine etwa anzuhängende Unterkonstruktion ausgebildet worden

<sup>1)</sup> Ueber die architektonische Ausgestaltung beabsichtigt die „Deutsche Bauzeitung“ später einen besonderen Artikel von Hrn. Reg.-Bmstr. Schmieder zu bringen.



war. Da überdies die Mauern der Kirche und die Sandsteinsäulen ja schon einem Brand ausgesetzt waren, mußte auf eine möglichst leichte Konstruktion, die auch tunlichst wenig in die Umfassungsmauern eingreift, gesehen werden. Da die Decke auch einen feuersicheren Abschluß der Rotunde bilden sollte, wurde von vornherein Eisenbeton als Baustoff in Aussicht genommen. Bereits im Herbst 1909 wurden mehrere Eisenbeton-Firmen zu Vorentwürfen und Kostenanschlägen aufgefordert. Das Projekt der Firma Dyckerhoff & Widmann A.-G. fand den Beifall des groß. bad. Finanz-Ministeriums in weitgehendem Maße, sodaß von der ursprünglich beabsichtigten Ausschreibung Abstand genommen wurde und im Juni 1910 die freihändige Uebertragung der Arbeit an die Firma Dyckerhoff & Widmann A.-G. zu dem Preise von rund 95 000 M. erfolgte. In diesem Preis ist auch die Herstellung des erforderlichen Gerüstes, die wasserdichte Abdeckung der Eisenbeton-Kuppel, sowie die reiche Stuckarbeit bis zu den Köpfen der korinthischen Säulen enthalten. Die Ausarbeitung des Entwurfes und die Ausführung erfolgte unter Oberleitung des Verfassers durch das Karlsruher Haus der Firma Dyckerhoff & Widmann A.-G.; im Einzelnen war die Entwurfsbearbeitung und Bauleitung Hrn. Dipl.-Ing. Mund übertragen, die örtliche Bauführung Hrn. Dipl.-Ing. Lohrmann.

Um die ganze Konstruktion möglichst leicht und billig zu gestalten, wurde die eigentliche Tragkuppel aus Eisenbeton von der Zierkuppel getrennt und letztere an ersterer aufgehängt. Nur in dem Mittelfeld von 15,4 m Spannweite ist die Eisenbeton-Konstruktion auch von unten sichtbar. Die Zierkuppel besteht aus sogenanntem Duro-Material, einem in Konstanz fabrikmäßig hergestellten Trocken-Stuck. Diese Masse, hauptsächlich Gips mit chemischen Härtemitteln und Manila- oder Sisalfasern, wird in Formen gepreßt und getrocknet, und zwar werden Stücke bis zu 6 qm Größe hergestellt, die erforderlichen Falls auch Rundeiseneinlagen erhalten und an Ort und Stelle versetzt werden. Das Material hat eine Druckfestigkeit von etwa 140 kg/qcm und ein spezifisches Gewicht von 8 bis 900 kg/cbm. Die Stöße der einzelnen Stücke werden in sehr vollkommener Weise gedichtet, sodaß keine Rissebildungen auftreten. Man hätte die höchst kunstvollen Stuckarbeiten in Naß-Stuck an Ort und Stelle wohl kaum so vollendet ausführen können (Abbildung 2). Die Zierkuppel, die sich übrigens beinahe selbst wie eine Glocke frei tragen würde, ist in Abständen von 60 cm mit doppelten verzinkten Drähten von 3 mm Stärke an die Eisenbeton-Konstruktion aufgehängt, wobei die Sicherheit der Drähte eine 15- bis 20-fache ist. Die Befestigung der Drähte an der Eisenbeton-Konstruktion erfolgte durch Einhängen in gleichfalls verzinkte Trag-Oesen von 5 mm Stärke, welche, etwa 2000 an der Zahl, in Durchbohrungen der Holzschalung eingesetzt und mit ihren oberen Enden einbetoniert wurden.

Die eigentliche Eisenbeton-Konstruktion ist ein zwanzigseitiges Zeltdach mit einer Stützweite von 33,7 m und einem Pfeil von 5,25 m, sodaß sie also eine sehr flach gewölbte kühne Konstruktion bildet (Abbildungen 3 u. 4). Im mittleren, von unten sichtbaren Teil der Eisenbeton-Konstruktion geht das Zeltdach in eine Kuppel über, die 15,4 m Durchm. und 1,5 m Stich besitzt. Der Neigungswinkel des Zeltdaches beträgt 22,5° (1 : 2,4). Er war bestimmt durch die Höhenlage des Kuppelscheitels und durch die obere Kante der Rundbogen-Fenster, welche in die Zierkuppel einschneiden und unter welche die Eisenbeton-Konstruktion nicht herabgezogen werden konnte (Abbildung 2). Die Kühnheit der Konstruktion wird allerdings dadurch verringert, daß unsymmetrische Wind- und Schneebelastungen unmöglich sind, die Konstruktion also nur für symmetrische Lasten auszubilden war. Immerhin würde sich der Verfasser kaum an diese Konstruktion gewagt haben, wenn nicht schon in den Jahren vorher von dem Karlsruher Haus der Firma Dyckerhoff & Widmann

A.-G. zwei größere Zeltdächer in Eisenbeton mit Erfolg ausgeführt worden wären. Es ist dies einmal das 12 m weit gespannte Zeltdach über dem Orgelvorbau der evangelischen Garnisonkirche in Ulm<sup>2)</sup>, sodann das bereits 1907 erbaute zehnsseitige Zeltdach über der Zentralhalle des Landesgefängnisses Mannheim mit einer Spannweite von 18 m und einer Pfeilhöhe von 5,30 m.<sup>3)</sup> Daß die Kuppel von St. Blasien hiergegen einen wesentlichen Fortschritt bedeutet, ist unter anderem daraus zu ersehen, daß die Zugkraft im Fußring mit 156 t das Dreifache der Zugkraft von 52 t bei dem 18 m weit gespannten Mannheimer Zeltdach beträgt.

Ursprünglich hatten wir auch für St. Blasien ein reines Zeltdach vorgesehen, da eben das Zeltdach infolge der sich ergebenden ebenen Schalungsflächen sich als besonders geeignet für Eisenbeton-Konstruktionen erweist. Dabei war die Decke nur in dem unteren Teil des Zeltdaches zwischen der Horizontalrinne gespannt, während oben eine wagrechte Decke den Abschluß bildete, die an den in einem Kopfring zusammenlaufenden Sparren aufgehängt gedacht war. Da die Architekten auf Grund der alten Abbildungen später zu der Ansicht kamen, daß das Mittelstück der alten Kuppel, das das Gemälde trug, gewölbt gewesen sei, kamen wir schließlich zu der oben erwähnten endgültigen Lösung (Abbildung 3 und 4), die noch einheitlicher und eleganter ist; allerdings mußte dabei die Neigung der Sparren noch etwas flacher gewählt werden als bei dem ursprünglichen Entwurfe des Zeltdaches.

Der Scheitel der Kuppel liegt 34,65 m über dem Fußboden der Kirche. Der gewölbte Mittelteil von 15 m Durchm. ist eine Kugelkalotte von 23,1 m Krümmungshalbmesser. Die Stärke beträgt 0,08 m im Scheitel, 0,12 m am Umfang (Abbild. 5). Am Fuß dieser kugelförmigen Kuppel liegt der oberste Horizontalring des Zeltdaches, auf den 3 weitere Druckringe im Abstände von 2,66 m folgen. Sie sind 40 cm breit und im Mittel 35 cm hoch; zwischen sie spannen sich die 6 cm starken Deckenplatten. Die Ringe übertragen die Lasten auf 20 schräg stehende, radiale Sparren von 35 cm Höhe und einer nach unten zunehmenden Breite von 25 bis 40 cm, die wie schräg stehende Säulen die Drücke nach den Auflagern leiten (Abbildung 3 und 4). Um das alte Mauerwerk nicht zu schwächen ist der Zugring in eigenartiger Weise in den freien Raum hineinverlegt worden, so daß die Mauer nunmehr nur an den 20 Auflagerstellen (also nur an den Sparrenfüßen) ausgebrochen werden mußte. Dabei war es nötig, auch das Stück der Deckenplatte außerhalb des letzten Druckringes auszukragen, so daß es nicht in die Mauer hineingreift (vergl. Abbildung 3). Diese neuartige Anordnung des Zugringes, die eine originelle konstruktive Ausbildung erforderte, wird weiter unten noch eingehend besprochen. Erst durch sie ist es möglich geworden, die Eisenbeton-Konstruktion dem alten Bauwerk ohne einen nennenswerten Eingriff einzufügen.

Im Grundriß (Abbildung 4) sind die 20 Auflagerstellen, die nur 60/60 cm Auflagerfläche haben, zu erkennen. Zu beachten ist im Grundriß auch die Uebertragung der Last der mittleren Kugel-Kuppel unmittelbar auf die Sparren des Zeltdaches, was durch eine gewölbartige Ausbildung des obersten Zeltdach-Druckringes geschieht. Es übertragen also 20 kleine Bogen-Konstruktionen, die in den Ebenen der Zeltdachflächen liegen, die Last der mittleren Kuppel direkt auf die Sparren und gewährleisten so eine stetige Ueberleitung der gleichmäßig verteilten Kuppellast in die Einzelstützen (Sparren) des Zeltdaches.

Um die Anordnung des ganzen Tragsystems zu zeigen, ist die perspektivische Skizze (Abbildung 6) angefertigt worden, bei der die Seitenzahl des Zeltdaches verringert worden ist, um das Bild klarer zu machen. Man ersieht darin zunächst die mittlere

<sup>2)</sup> Vergl. „Deutsche Bauzeitung“ Jahrg. 1910 S. 219 ff.

<sup>3)</sup> Vergl. Handbuch für Eisenbetonbau IV. Bd., S. 603.

Kugel-Kuppel mit der gewölbeförmigen Ueberleitung in die Sparren (a). Von den wagrechten Druckringen ist nur einer (b) schematisch dargestellt. Die Sparren übertragen die Last auf die Mauern durch Gleitlager (c), auf denen die Sparrenfüße in radialer Richtung sich bewegen können. Der Zugring (d) verbindet nun nicht die Sparrenfüße selbst, sondern er ist innerhalb des freien Raumes aufgehängt und der Schub der Sparrenfüße wird durch radial gerichtete Zugorgane (e) nach innen in diesen Zugring geleitet. — (Schluß folgt.)

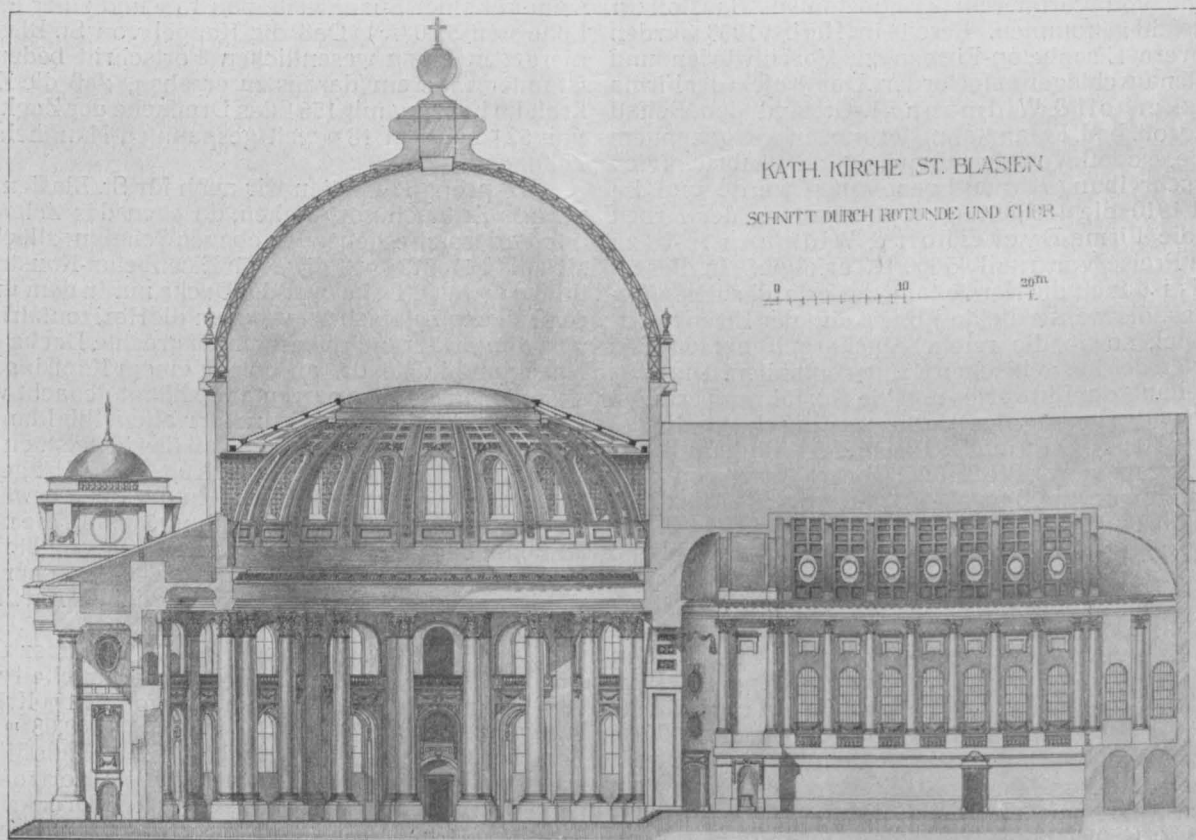


Abbildung 2. Längsschnitt durch die Kirche nach der Wiederherstellung. (Nach Zeichnung.)

## Querbahnsteighalle in Eisenbeton für den Hauptbahnhof in Leipzig.

Vortrag gehalten auf der XV. Hauptversammlung des „Deutschen Beton-Vereins“ 1912 zu Berlin von Reg.-Bmstr. Gehler, Direktor der Firma Dyckerhoff & Widmann A.-G. in Dresden.

(Schluß.)

### III. Die Ausführung des Bauwerkes und die dabei gesammelten Erfahrungen.



on der Ausbildung der Rüstung hängt bekanntlich bei diesen Großkonstruktionen in hohem Maße nicht nur die Wirtschaftlichkeit des Baues, sondern vor allem auch die Güte und Zuverlässigkeit der Ausführung der schweren Tragteile aus Eisenbeton ab. Die Aufstellung der Abschlußbogen-Gerüste (Abb. 10 und 11 in No. 9, Abb. 25 in No. 10) erfolgte mittels eines Turmdrehkranes von Rieche, Kassel, der sich auch durchaus bewährt hat. Für die unteren Stand-Gerüste wurde Kantholz und Rundholz, für die eigentlichen Lehrgerüste über den Gerüstspindeln nur Kantholz verwendet. Sämtliche Gerüste, soweit sie nicht unmittelbar auf die Querbahnsteigdecke gestellt werden konnten, stehen auf eingerammten Holzpfählen, um starken Setzungen vorzubeugen. An den Stellen, wo Hirnholz und Längsfaser aufeinander stoßen, wurde dem Einpressen durch Einlegen von Hartholzstücken und Blechen möglichst vorgebeugt. Das Fördergerüst für den Beton wurde unmittelbar auf dem Lehrgerüst der Bögen aufgebaut.

Diese Abschlußbögen sind genau nach der Stützlinie gekrümmt, die im endgültigen Zustand mit der Mittellinie nahezu zusammen fällt, sodaß dann Zugspannungen nicht auftreten. Da aber durch die starken Einzellasten der Zwischenbinder von 90<sup>t</sup> während der Ausführung und besonders während des

Ausrüstens erhebliche Verschiebungen der Stützlinien eintreten können, wurde der Bogenquerschnitt mit 0,4—0,5% Eisen bewehrt. Das Betonieren wurde in 5 Lamellen auf jeder Bogenhälfte nach dem bei Betonbogenbrücken üblichen Verfahren vorgenommen. Zuerst erfolgte die Ausführung der 3 Eisenbeton-Gelenke eines jeden Bogens, und zwar unmittelbar an Ort und Stelle. Die zylindrische Oberfläche des unteren Kämpfergelenkteiles, in dessen mittlerem Drittel eine Bleiplatte eingelegt worden war, wurde sorgfältig abgezogen. Die Fuge wurde dann genau mit Gips abgeglichen, der obere Kämpfergelenkteil dagegen betoniert und der Gips nach dem Erhärten der Kämpfer wieder ausgekratzt.

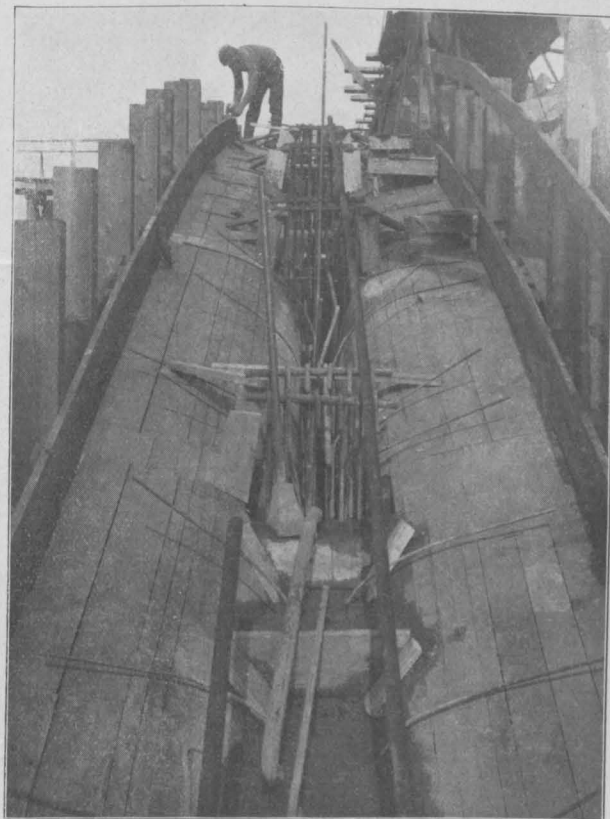
Die Armierung der unteren Kämpfergelenkteile ist in Abbildung 26, S. 86, zu sehen, und zwar am oberen Ende des Pfeilers.

Die einstweiligen Widerlager, auf deren zuverlässiger Wirksamkeit, wie vorher dargelegt wurde, die Standsicherheit des ganzen Bauwerkes beruhte, wurden besonders sorgfältig ausgebildet und auch dauernd beobachtet. Auf einem starken Pfahlrost (Abbildung 26) ruht ein Betonklotz, der an seinem oberen und unteren Ende mit dem Pfeiler stark verankert ist. Das noch fehlende Druckglied bildet hier eine Strebe aus Eichenholz, die sich oben und unten auf eine durchlaufende Langschwelle aus Moaholz stützt. Nach dem Kräfteplan beträgt der von dieser Strebe aufzunehmende Druck 925<sup>t</sup>. Am unteren Ende der Strebe sind zum Nachstellen Hartholzkeile eingefügt. Zur Erhöhung der Knicksicherheit wurden die einzelnen Holzbalken der Strebe mit Flacheisen



armiert und durch Querverbände zusammen gehalten. Diese Ausbildung hatte nicht nur den Vorteil

Pfeilers entsprechend, die Keile nachträglich wieder scharf anzutreiben, was bei Anwendung z. B. eines



Abbildungen 29 und 30. Schalung für die Binder, Einlegen der Eisen.

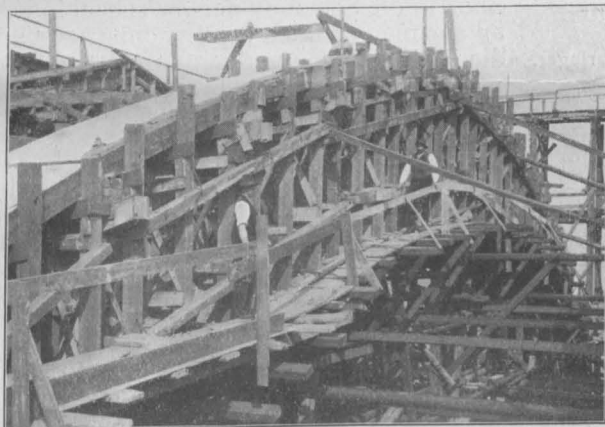


Abbildung 28. Teilansicht der Binderschabung.

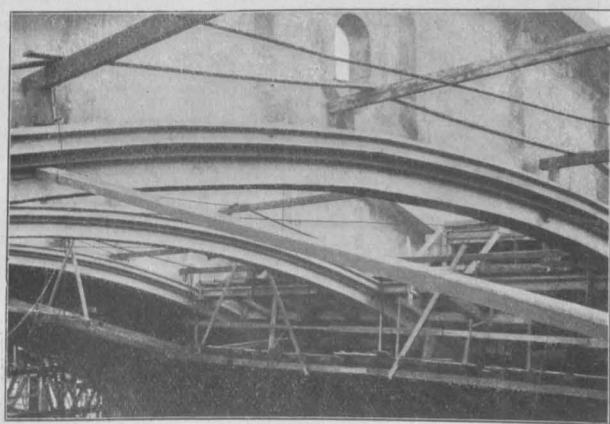


Abbildung 33. Blick in Höhe des Untergurtes der Binder.



Abbildung 34. Blick unter einen Abschlußbogen.

größter Wirtschaftlichkeit, sondern gab auch die Möglichkeit, den Formänderungen des elastischen

starren Eisenbeton - Widerlagers nicht möglich gewesen wäre.

Beim Pfeiler III am Ende des ersten Bauabschnittes war an Stelle des Eichenholzes für die Strebe Eisen vorgesehen, weil dieses Widerlager einige Jahre be-

8. Juni 1912.

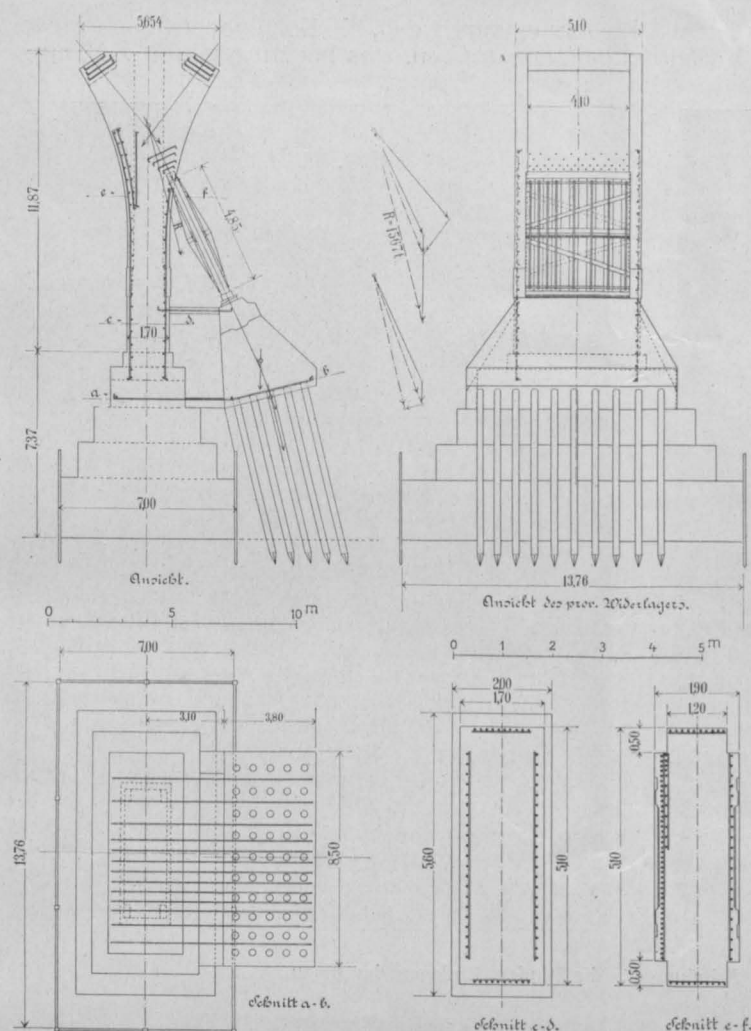


Abbildung 25. Armierung der Bogenpfeiler und provisorisches Widerlager.

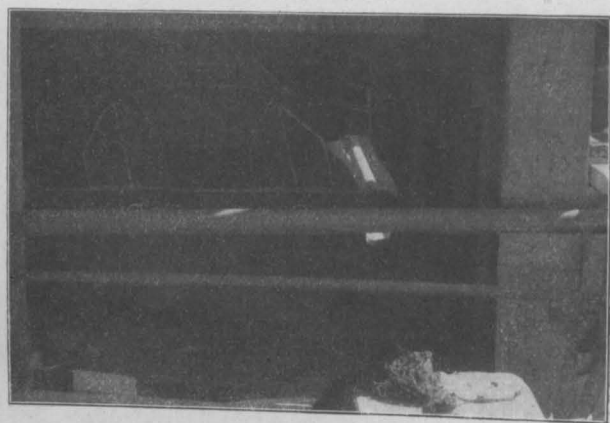


Abbildung 31. Binderlager. Walzenstellung bei der Ausführung.

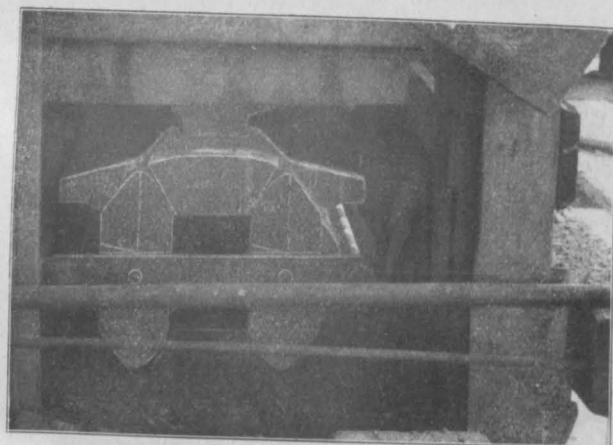


Abbildung 32. Walzenstellung nach der Ausrüstung.

stehen bleibt (Abbildung 27). Der Betonklotz wurde dem Schub der ganzen Reihe von 3 vollbelasteten Bögen entsprechend stärker ausgebildet, und zwar soweit er in seinem oberen Teile später wieder entfernt werden muß, aus Betonblöcken, welche später heruntergewälzt werden können. Der Strebendruck in diesem Widerlager beträgt 1600 t.

Abbildung 25 in No. 10 zeigt die Rüstung der Hallenbinder und im Vordergrund die Bahnsteigdecke aus Eisenbeton, welche den Gepäckraum überdeckt. Auf dieser Decke konnten die Gerüste in Feld II und III unmittelbar aufgestellt werden. Durch Anordnung von Zangen und starken Zugankern an den Lehrgerüsten der Binder wurde dem beim Probehinder des Vorversuches beobachteten seitlichen Auseinandergehen des Lehrgerüsts möglichst vorgebeugt.

Ein Blick von der Bahnseite auf Feld I (Abbildung 10 in No. 9) läßt das auf dem Abschlußbogen ruhende Fördergerüst erkennen mit dem Mörtelaufzug im Vordergrund. Deutlich tritt die Querschnittsform der eingeschalteten Zwischenbinder hervor.

Die Schalung der Binder bestand aus Tafeln für die einzelnen Wandnischen und beiderseitigen Böcken, die leicht abnehmbar waren und später für die Binder der übrigen Felder wieder verwendet werden konnten (Abbildung 28).

Abbildung 11 in No. 9 gibt einen Gesamtüberblick über die Rüstung. Im Vordergrund ist der kräftige Betonklotz des einstweiligen Widerlagers am Pfeiler III sichtbar.

Abbildungen 29 und 30 gewähren einen Blick in die Schalung der Zwischenbinder, an der man deutlich die Wandnischen und die Pfosten erkennen kann. Es ist soeben mit der Verlegung der Untergurtseisen begonnen worden, die unter Verwendung eines Galgens in der Längsrichtung eingezo-

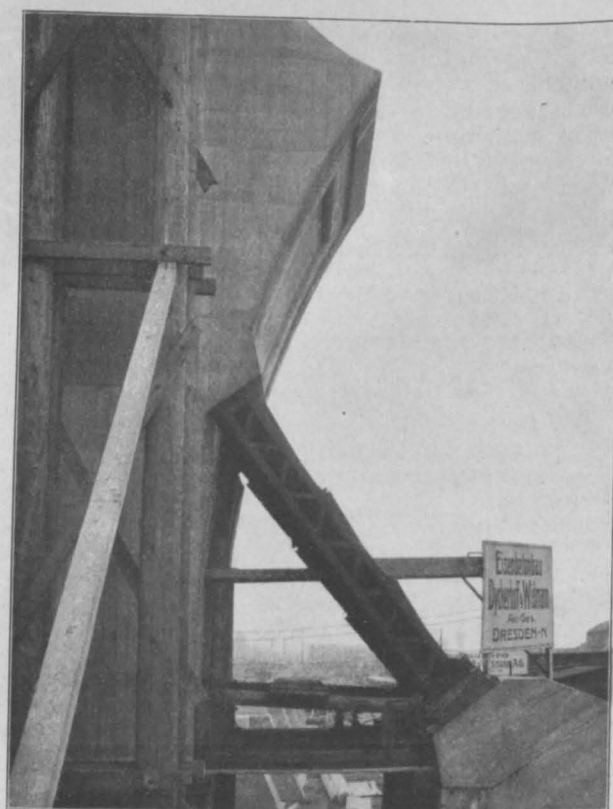


Abbildung 27. Vorläufige Absteifung von Pfeiler III am Ende des Bauabschnittes II.



gen wurden. Das Betonieren der Zwischenbinder erfolgte von beiden Auflagern aus symmetrisch nach der Mitte zu fortschreitend.

Es wurde eingehend die Möglichkeit erwogen, ob vor dem Betonieren eine Last im Scheitel aufzubringen wäre, um das Zusammendrücken des Gerüsts bereits vor dem Betonieren herbeizuführen. Da jedoch die Grundrißfläche des Binders nur 60 qm, das Eisengewicht aber 180 t beträgt, war es ausgeschlossen, eine nur einigermaßen wirksame künstliche Auflast aufzubringen. Sodann wurde in Betracht gezogen, ähnlich wie beim Bau der Bogenbrücken, zuerst den Scheitel mit dem Eigengewichte zu belasten, also von der Mitte aus nach den Seiten zu fortschreitend zu betonieren. Dieses Verfahren ist aber deshalb ausgeschlossen, weil mit Rücksicht auf die dichte Lage der Eisen und den auszuführenden Vorsatzbeton der Mörtel in sehr plastischem Zustande verarbeitet werden mußte und bei der starken Neigung der Binder nach den Widerlagern zu abgelaufen wäre. Es bleibt also nur die einzige Möglichkeit übrig, mit dem Betonieren von den Seiten her nach der Mitte zu fortzuschreiten. Die Ausführung eines Zwischenbinders mit 75 cbm Beton erfolgte ununterbrochen in i. M. 45 Stunden, die des Soffittenbinders mit 170 cbm Beton in vier Tagen ohne Unterbrechung, wobei die hohen Binderfüße bereits vorher fertig gestellt waren.

Da man beim Versuch mit dem Probekinder ein beträchtliches Hinausschieben des Rollenlagers beobachtet hatte, wurde dasselbe vor der Ausführung entsprechend verschoben, wie die Schrägstellung der Rollenknaggen auf Abbildung 31 erkennen läßt. Diese Knaggen haben übrigens nur den Zweck, ein gleichmäßiges Abrollen der Walzen zu gewährleisten und ein Gleiten derselben zu verhindern. Auf Bild 32 sind die Walzen nach der Ausrüstung zu sehen, nachdem also die Verschiebung eingetreten ist.

Das Biegen der Stahleinlagen erfolgte hier wohl zum ersten Male auf maschinelle Weise und zwar mittels einer der bekannten Radreifen-Biegemaschinen, bei der durch Aenderung des Abstandes einer verstellbaren Rolle von 2 feststehenden Rollen eine verschiedene Krümmung der zwischen die Rollen durchgeführten Stäbe erzielt wird. Während im Anfang das Biegen mit dieser Maschine unter Handbetrieb erfolgte, benutzte man später, nachdem sich dieses Verfahren vorzüglich bewährt hatte, zum Antrieb einen Benzinmotor, sodaß nur ein Arbeiter zur Bedienung erforderlich war. Die gebogenen Stäbe schoben sich selbsttätig auf Rollen weiter. Die Stoßverbindung der Stahlstäbe erfolgte mit Stahlmuffen.

Wie ein Uebersichtsplan der Eisen eines Soffittenbinders (Abb. 22 in No. 10) zeigt, war es hier von Bedeutung, das Biegen möglichst zu vereinfachen. Auf die Ausrüstung der Ecken und die versetzten Stoßverbindungen sei besonders hingewiesen. Das Umbiegen der Endhaken erfolgte dagegen in der bekannten Weise von Hand, nachdem der Stahl vorher warm gemacht worden war.

Das Anschneiden der Gewinde in die harten Stahlstäbe von 65 kg/qmm Festigkeit und 15% Dehnung bereitete zuerst einige Schwierigkeiten. Durch die Anwendung auswechselbarer, schneidenförmiger Keilstifte aus Stahl gelang es aber nach einigen Versuchen ein scharfes Gewinde zu erhalten. Das Anschneiden desselben erfolgte ebenfalls auf maschinelltem Wege.

Bild 33 gewährt einen Blick in der Höhe der unteren Deckenfläche. Im Hintergrund ist das Traggerippe für die Kassetten sichtbar. Die Ausführung desselben erfolgte von Hängegerüsten aus, die an eisernen I-Trägern angehängt waren. Nach Fertigstellung dieses Traggerippes wurden die Kassetten einzeln aufgezogen und in Zementmörtel verlegt.

Die gesamten Ansichtsflächen der Halle sind in Dolomit-Vorsatzbeton 1 : 3 ausgeführt, sodaß sie eine

zum Sandstein des Empfangsgebäudes passende hellgraue Färbung aufweisen. Die Bearbeitung der größeren Flächen, z. B. der Gewölbeleibung und der Pfeiler, erfolgte mit Luftdruck-Stockhämmern, die der kleinen Flächen von Hand. Abbildung 34 zeigt die fertige untere Teilung der Abschlußbögen.

In den Zwickeln über dem 4<sup>m</sup> breiten Abschluß-Bogen ergaben sich zwei Wände, eine äußere Wand zum Schutz gegen Wind und Wetter und eine innere, die in rechteckige Nischen mit Pfeilern architektonisch aufgelöst und ebenfalls in Vorsatzbeton hergestellt ist. Die Größe des Arbeiters in Abb. 13 in No. 9 gibt einen Anhalt für die Abmessungen des Bauwerkes.

Den Abschluß an dem einen Ende der Halle bildet eine 20,5 m hohe Wand aus Eisenbeton (Bildbeilage zu No. 10), die ebenfalls in Vorsatzbeton ausgeführt und durch bildnerischen Schmuck belebt ist; die Ornamente sind nachträglich in Vorsatzmörtel angetragen und bearbeitet worden.

Gelegentlich der Absenkung sowohl der Gerüste für die Abschlußbögen wie auch für die Binder wurden eingehende und umfangreiche Messungen vorgenommen. Allgemein sei bemerkt, daß die stärksten Setzungen der Lehrgerüste unter dem großen Eigengewicht während des Betonierens eintreten, die bei den Bindern 2,5—3 cm betragen und hauptsächlich auf das elastische Zusammenpressen der rd. 30 m hohen Gerüste zurückzuführen sind.

Bemerkenswert ist das Verhalten der in Abbildung 35 dargestellten elastischen Bogenreihe der drei zusammenhängenden Abschlußbögen, das den Annahmen vollständig entsprochen hat. Im oberen Teil ist das Ergebnis der Absenkung des Bogens 1

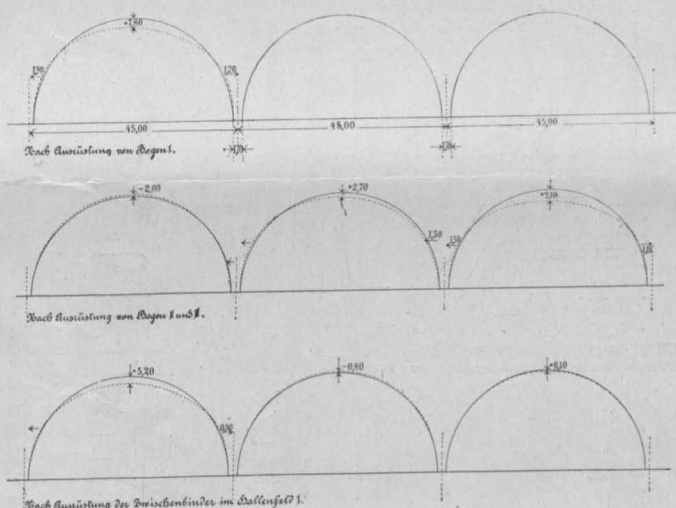


Abb. 35. Verhalten der elastischen Bogenreihe bei der Ausrüstung.

dargestellt, der sich unter seinem Eigengewicht um 7,8 mm im Scheitel senkte, während der Kämpfer 2 mm und 1,2 mm nach außen seitwärts auswich. Die Bögen 2 und 3 standen zu diesem Zeitpunkt noch in der Schalung. In der Mitte des Bildes ist das Ergebnis der Ausrüstung des Bogens 2 und 3 dargestellt, die gleichzeitig erfolgte. Die Scheitelsenkung betrug bei Bogen 3 9,1 mm, bei Bogen 2 dagegen nur 2,7 mm, weil der bereits vorhandene Schub des Zwischenpfeilers 1 verhinderte. Der Bogen 1 dagegen hob sich im Scheitel um 2 mm. Bei der Belastung des Bogens 1 durch die Ausrüstung der vier Zwischenbinder, welche als Einzellasten auf ihn wirken, senkte sich sein Scheitel um 5,2 mm, während der Scheitel des noch unbelasteten Bogens 2 sich um 0,8 mm hob und ganz in Uebereinstimmung mit der Theorie der Scheitel des folgenden Bogens 3 sich um 0,1 mm senkte. Die Pfeiler folgten in entsprechender Weise diesen Bewegungen. Bei der Ausrüstung der Zwischenbinder wurden 5,5—9,7 mm Senkung in der Mitte gemessen, während sich bei der Ausrüstung der Soffittenbinder 0,4—1,2 mm ergab.

In den Abbildungen 9 in No. 9, sowie der Bild-

beilage zu dieser Nummer und in Abbildung 24 in No. 10 ist das nahezu vollendete Bauwerk von verschiedenen Stellen her dargestellt.

Die Querbahnsteighalle des Leipziger Haupt-Bahnhofes darf wohl als ein Beweis dafür angesehen

werden, daß der Eisenbeton wie kein anderer Baustoff zur Ausführung monumentaler Bauten geeignet ist in der Hand kühn gestaltender Raumkünstler und unter der Leitung fortschrittlich und großzügig denkender Verwaltungen. —

### Vermischtes.

**Einwirkung von Oel auf Beton- oder Eisenbeton.** Auf Grund einer im Herbst v. J. bei seinen Mitgliedern veranstalteten Rundfrage kommt der „Deutsche Beton-Verein“ in dieser Frage zu folgendem Ergebnis:

„Bei der Einwirkung von Oelen auf Beton oder Eisenbeton kommt es sehr darauf an, ob es sich um ein sogenanntes fettes Oel oder um Mineralöle (Kohlenwasserstoffe) handelt.

Zu den fetten Oelen gehören alle Oele tierischen und pflanzlichen Ursprunges. Diese werden „ranzig“, d. h. sie zersetzen sich in freie Fettsäuren und Glycerin, und die Fettsäuren gehen dann mit dem Kalk des Zementes chemische Verbindungen ein (Kalkseifen), welche eine Lockerung des Gefüges bewirken. Es läßt sich dies besonders an porösem Mörtel (3 und mehr Teile Sand auf 1 Teil Zement) beobachten, wogegen bei dichtem Mörtel (1:1), besonders wenn derselbe einige Zeit an der Luft gestanden und sich an der Oberfläche kohlenaurer Kalk gebildet hat, die Einwirkung kaum nennenswert ist.

Die praktischen Erfahrungen haben diese Theorie bestätigt. So sind Maschinenfundamente von dem ständig abtropfenden Rüböl und Talg allmählich durchdrungen und zerstört worden. Behälter, die zur Aufnahme von Oelen erbaut wurden, sind nach 4–5 Jahren, in manchen Fällen schon nach ein paar Monaten vollständig unbrauchbar geworden. Die kürzere oder längere Widerstandsfähigkeit richtet sich nach dem Gehalt des Oeles an Säure. Freilich gibt es auch hier Schutzmittel. Besonders sollen sich Fluatstriche (Kessler'sches Fluat) bestens bewährt

der fetten Oele laufen zum Teil die Ergebnisse von Versuchen entgegen, über welche im Protokoll der XV. Hauptversammlung des „Vereins Deutscher Portland-Zement-Fabrikanten“, Berlin 1892 berichtet ist. Geprüft wurde das Verhalten von Petroleum, Vulkanöl und Rüböl. Dabei sind 2 Versuchsreihen ausgeführt worden. Bei der ersten haben die Probekörper nach siebentägiger Erhärtung im Wasser eine dreiwöchentliche Austrocknung in warmer Luft bei etwa 30° C. erfahren, sind also ohne erneute Wasserzufuhr geblieben, bei der zweiten Versuchsreihe sind die Probekörper nach siebentägiger Erhärtung im Wasser zwei Wochen bei gewöhnlicher Temperatur an der Luft erhärtet und jeden Tag eine halbe Stunde unter Wasser gelegt worden. Das Ergebnis dieser Versuche, bei welchen die Probekörper 1 Jahr lang beobachtet wurden, war folgendes: Die Oele wirken um so nachteiliger auf Zementmörtel, je poröser derselbe ist, je leichter also die Oele in den Mörtel eindringen können. Andererseits kann man bei Anwendung eines undurchdringlichen Mörtels (1 Zement : 1 Sand), der durch sorgfältiges Naßhalten gut erhärtet ist, Zementarbeiten herstellen, die den Oelen vollkommen Widerstand leisten, so z. B. Oelbehälter, Maschinenfundamente, die dem Einfluß der Schmieröle ausgesetzt sind, und dergleichen mehr.“ —

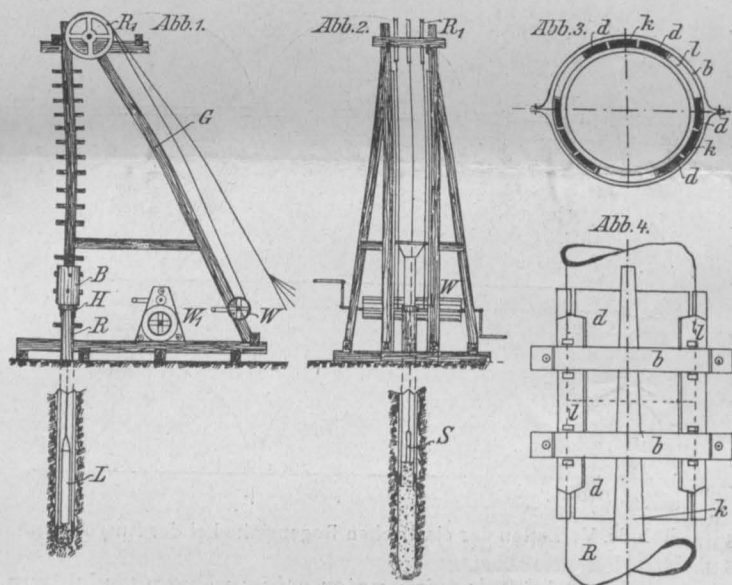
**Verfahren zur Herstellung von Beton- oder Eisenbetonpfählen im Erdreich mittels eines Vortreibrohres.** D. R. P. 237 010 für Ernst Lorenz in Berlin. Nach dem in den Abbild. 1 bis 4 dargestellten Verfahren sollen Vortreibrohre, unter gleichzeitiger Ausbohrung des Erdreiches in ihrem Inneren, eingerammt und dann unter schrittweisem

Hochziehen des Rohres die so gebildeten Hohlräume im Boden mit Beton ausgestampft werden. Wie hieraus ersichtlich, wird an einem etwa 5 m hohen Rammgerüst G ein etwa 3 m langes Rohr R, das unten offen und verstärkt ist, mittels einer Rammhaube H und eines Rammjärens B mittels Hand- oder Dampftrieb in den Boden gerammt. Haube und Bär besitzen Durchbohrungen gleich dem lichten Durchmesser des Rohres. Die Rammhaube und der Rammjäre werden in üblicher Weise durch Arme zwischen zwei Führungsschienen am Rammgerüst zwangläufig geführt. Am Kopfe dieses Gerüsts befinden sich drei Rollen R<sub>1</sub>, von denen die beiden äußeren zum Bewegen des Bären B dienen, während über die mittlere das Seil des Bohrers L geführt wird, der durch Rammjäre und Rammhaube hindurch den Boden aus dem Vortreibrohr R in demselben Maße aushebt, wie das Rohr durch das Rammen in den Boden eingetrieben wird. Die gleichzeitige Ausführung der Ramm- und Bohrarbeit hat nicht nur den Vorteil, daß man über die durchrammten Bodenarten genau unterrichtet ist und etwaige Hindernisse, wie Steine und Wurzeln, beseitigen kann, sondern auch den Vorzug, daß durch Ausheben des Bodens

die Reibung des Rohres am inneren Erdkern vermindert und dadurch die Rammarbeit bedeutend erleichtert wird. Genügt die Länge des Eintreibrohres für den herzustellenden Pfahl nicht, so kann es durch Ansatzstücke beliebig verlängert werden. Die Verbindung der einzelnen Teile erfolgt zug- und druckfest ohne Verkleinerung der lichten Oeffnung dadurch, daß an den Rohrab schnitten Laschen l angebracht werden, die von diese Laschen umgreifenden Platten d, unter Anwendung der diese auseinanderpressenden Keile k, und von beide umschließenden Schellenbändern b umklammert werden (Abb. 3 und 4). Ist die Ramm- und Bohrarbeit beendet, so erfolgt die Herstellung des Pfahles durch allmähliches Herausziehen des Eintreibrohres mittels der Winden W und gleichzeitiges Einstampfen von Beton. Das Füllen des Hohlraumes mit Beton wird durch die Durchbohrungen von Rammjäre und Rammhaube hindurch von einer Arbeitsbühne mittels Trichters bewerkstelligt. Das Stampfen geschieht mit Hilfe der mittleren Rolle von der Arbeitsbühne aus, nachdem an Stelle des Bohrers L ein Stampfer S getreten ist. — G.

Inhalt: Eine Eisenbetonkuppel von 34 m Spannweite. — Querbahnsteighalle in Eisenbeton für den Hauptbahnhof in Leipzig. (Schluß). — Vermischtes. —

Verlag der Deutschen Bauzeitung, G. m. b. H., in Berlin.  
Für die Redaktion verantwortlich: Fritz Eiselen in Berlin.  
Buchdruckerei Gustav Schenck Nachflg. P. M. Weber in Berlin.



haben, auch durch Auskleiden der Behälter mit glasierten Platten sind gute Ergebnisse erzielt worden. Dagegen sind Schutzanstriche aus Asphaltpräparaten nicht zu empfehlen. Sie haben wenigstens in manchen Fällen ganz versagt, da der Asphalt durch die Oele vollständig gelöst wird.

Im Gegensatz zu den fetten Oelen stehen die Mineralöle (Petroleum, Vulkanöl). Der Zement oder Beton ist gegen die Einwirkung von Teer- und Mineralölen unempfindlich, denn diese Oele zersetzen sich nicht, es fehlen also die zerstörenden Elemente. In Fällen, wo die Maschinen ausschließlich mit Mineralölen geschmiert wurden, haben sich Kurbelgruben aus Beton, welche vor 25 und mehr Jahren hergestellt wurden, bis heute tadellos gehalten. In Hamburg und anderen Städten haben sich Beton- und Eisenbetonbehälter zur Aufnahme von Petroleum anstandslos bewährt. Ebenso sind über Beton- und Eisenbetonbehälter, welche in Gas- und Teerprodukten-Fabriken zur Bergung des Teeres dienen, niemals Klagen laut geworden.

Die vorstehenden Ausführungen lassen sich dahin zusammenfassen, daß Beton- und Eisenbetonbehälter ohne besondere Schutzmittel durch fette Oele zerstört, durch Mineralöle in keiner Weise angegriffen und beschädigt werden.

Den praktischen Erfahrungen über die Einwirkung



# DEUTSCHE BAUZEITUNG

## MITTEILUNGEN ÜBER ZEMENT, BETON- UND EISENBETONBAU

\*\*\*\*\*  
UNTER MITWIRKUNG DES VEREINS DEUTSCHER PORTLAND-  
CEMENT-FABRIKANTEN UND DES DEUTSCHEN BETON-VEREINS

IX. JAHRGANG 1912.

NO. 12.

### Eine Eisenbetonkuppel von 34<sup>m</sup> Spannweite. (Schluß.)

Von Dipl.-Ing. Spangenberg, Direktor der Firma Dyckerhoff & Widmann A.-G. in Karlsruhe.

(Vortrag, gehalten auf der XV. Hauptversammlung des „Deutschen Beton-Vereins“ zu Berlin am 28. Februar 1912.)



as die statische Berechnung anbelangt, so wurde außer dem Eigengewicht der Kuppel eine Verkehrslast von 50 kg/qm angesetzt; lediglich für die Berechnung der Deckenplatten wurde dieser Wert wegen etwaiger örtlicher Belastungen auf 100 kg/qm

ohne Rücksicht auf Eisen-Einlagen — zwischen 2,3 und 4,8 kg/qcm, sind also sehr gering. Ebenso wie die Betonstärken wurden daher auch die Eisen-Einlagen der Kugel-Kuppel nach praktischen Gesichtspunkten gewählt. Es wurde in der oberen und unteren Leibung je eine Lage Eisen verlegt; jede Lage besteht aus Ringeisen von 8 mm Durchm. in einem Abstand

erhöht. Die Berechnung der mittleren Kuppel-Konstruktion erfolgte nach der Schwedler'schen Annahme, daß für jeden durch die Kuppel geführten Schnitt die Schnittkräfte in der Tangential-Ebene wirken. Bei einer Kugel-Kuppel vom Halbmesser  $r$ , deren Gesamt-Belastung  $p$  für 1<sup>qm</sup> Horizontal-Projektion konstant angenommen wird, lassen sich dann für einen Horizontalschnitt vom Halbmesser  $x$  die Meridiane und Ringkräfte sehr einfach rechnerisch bestimmen. Die auf 1<sup>m</sup> des Parallelkreis-Umfanges wirkende Meridian-

kraft ist  $\mu = \frac{pr}{2}$ , während sich die auf 1<sup>m</sup> des Meridian-Umfanges wirkende Ringkraft zu  $\varphi = \frac{p}{2r} (r^2 - 4rx + 2x^2)$  ergibt\*).

Bei der hier vorhandenen geringen Veränderlichkeit der Eigengewichts-Belastung für 1<sup>qm</sup> Horizontal-Projektion können diese Formeln mit genügender Genauigkeit für die mittlere Kugel-Kuppel angewendet werden.

Als mittlere Gewölbestärke wurde 11,5 cm, lotrecht gemessen, angenommen, was für die Querschnitte in der Nähe des Scheitels eine etwas zu große Spannung ergibt. Die Spannungen schwanken —

\*) Vgl. Handbuch für Eisenbetonbau, IV. Band, S. 546 ff.

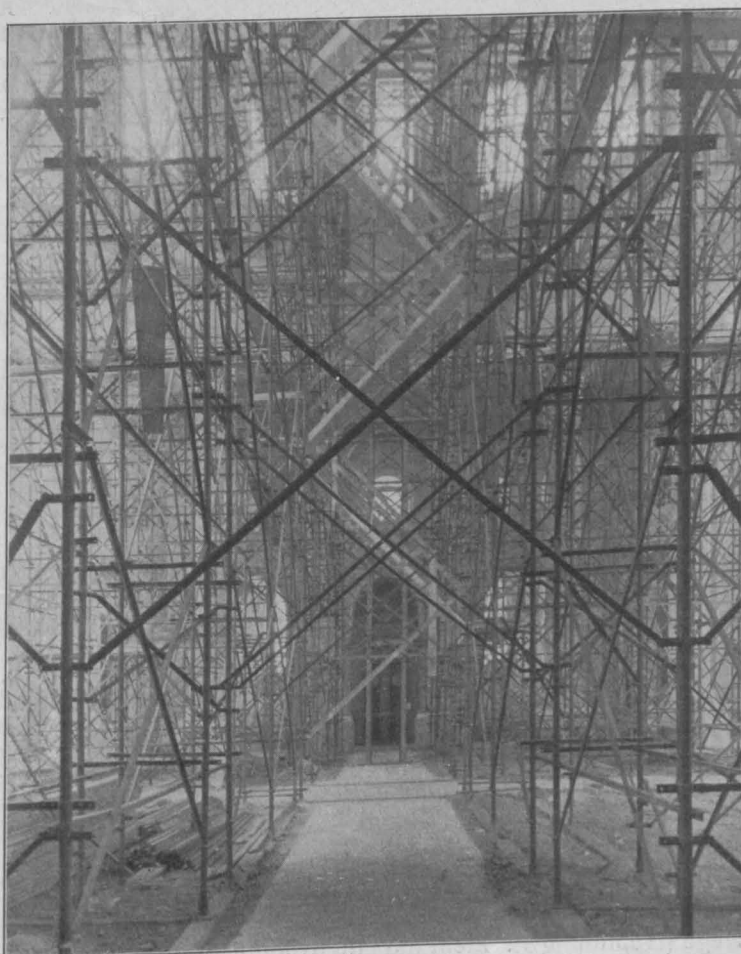


Abbildung 13. Blick in die eiserne Rüstung zur Ausführung der Kuppel.

von 20 cm und aus Meridian-Eisen von 6 cm Durchm. in einem größten Abstand von 25 cm. (Abb. 7 und 8.)

Die ebenen Deckenplatten des Zeltdaches sind als zwischen die Horizontal-Ringe eingespannte Platten berechnet. Wegen der geringen Deckenstärke von 6 cm sind die Eisen-Einlagen nicht abgebogen, sondern an den Auflagern sind besondere obere Eisen angeordnet; ebenso wurden reichlich Verteilungs-Eisen verlegt und auch Zulage-Eisen oben beim Anschluß an die Sparren, weil die Platten nicht sehr von der quadratischen Grundrißform abweichen. (Abbild. 10, S. 92.) Durch die Deckenplatten werden

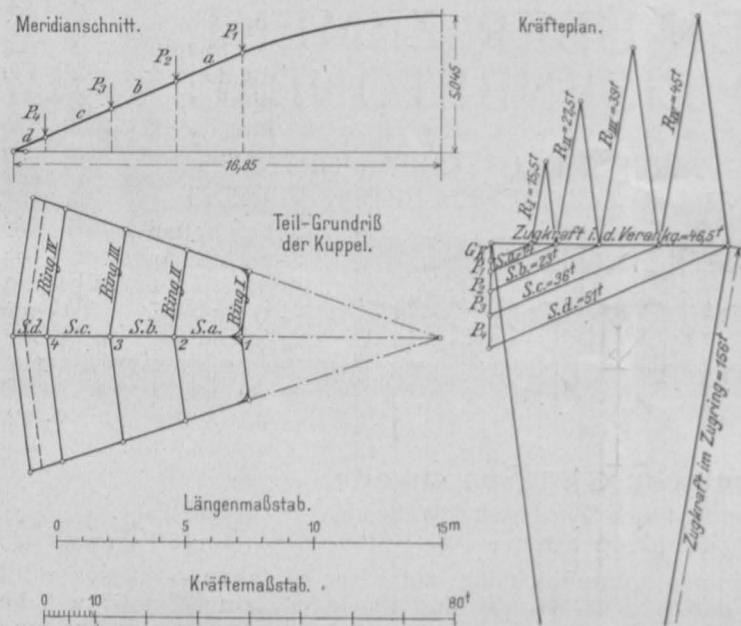


Abbildung 9. Graphische Ermittlung der Sparren- und Ringkräfte.

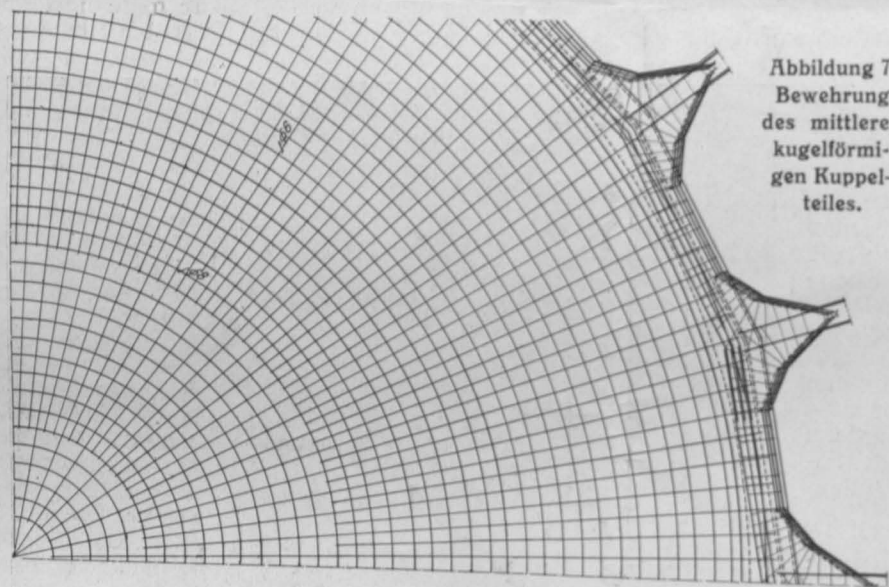


Abbildung 7. Bewehrung des mittleren kugelförmigen Kuppelteiles.

die Druckringe wie normale Eisenbetonträger auf Biegung beansprucht, und zwar wurde hierfür mit einem Biegemoment von  $M = \frac{pl^2}{12}$  gerechnet. Im obersten Ring entsteht durch die gewölbeartige Ausbildung noch ein Horizontalschub, der diesen Ring mit 7 kg/qcm Druck beansprucht. Diese Beanspruchungen treten als Zusatzspannungen zu den Hauptspannungen infolge der Stabkräfte der Zeltdach-Konstruktion. Die statische Berechnung dieser Sparren- und Ringkräfte erfolgt nach Analogie der Schwedlerschen Kuppel in der Weise, daß man die in die Knotenpunkte verlegten Lasten in die Richtungen der Sparren und Ringe als Achsialkräfte zerlegt, und zwar geschieht dies am einfachsten auf graphischem Wege (Abbildung 9). Zieht man im Kräfteplan durch

die Endpunkte der Knotenpunktlasten Parallele zu den Sparrenrichtungen, so erhält man zunächst die Sparrenkräfte, z. B.  $S_a, S_b$ , sowie jeweils den wagrechten Sparrenschub in einem Knotenpunkt (Differenz der wagrechten Seitenkräfte der beiden Sparrenkräfte an dem betreffenden Knoten). Diese Horizontalkraft zerlegt man nun in der Horizontal-Ebene des Ringes in die beiden gleich großen Ringkräfte, z. B.  $R_{III}$ , an dem betreffenden Knotenpunkt. Außerdem erhält man den Horizontalschub der ganzen Konstruktion an einem Sparrenfuß, d. i. die Zugkraft, welche die Verankerung zwischen Sparrenfuß und Zugring beansprucht (46,5 t). Durch die Zerlegung dieser Kraft in die Richtungen zweier benachbarter Zeltdachseiten erhält man die Zugkraft im Zugring  $Z = 156$  t; alle anderen Ringe sind gedrückt, ebenso die Sparren. Für die Dimensionierung der Ringe sind die Beanspruchungen aus den Ringkräften mit den oben erwähnten Biegebeanspruchungen aus der Belastung durch die Deckenplatten addiert; die Gesamtspannungen erreichen höchstens 35 kg/qcm. Die größte Beanspruchung der Sparren bleibt unter 30 kg/qcm; sie wurde so niedrig gewählt, weil die Sparren auch gewisse zusätzliche Biegespannungen durch die nicht viel von der quadratischen Form abweichenden Deckenplatten erhalten. Da Sparren und Ringe reine Druckglieder sind, ist ihre Bewehrung ähnlich wie die von Eisenbetonsäulen ausgebildet. Die Sparren haben 4 Rundestien von 22 cm Durchm., die Ringe 4—6 Rundestien von 18—22 mm Durchm.; auch die Stöße der Eisen sind wie bei Säulen — nicht versetzt — angeordnet. (Abbildung 10, S. 92.)

Die Bewehrung des Zugringes (Abbildungen 10 und 11) erfolgt durch vier Winkelseisen 150:150:18 mm, deren Stöße verschraubt sind, um die große auftretende Zugkraft durch ein zusammenhängendes Zugorgan sicher aufzunehmen. Für die Ausführung ergab sich aus der Wahl von Profileisen eine gewisse Schwierigkeit, weil die genauen Maße für diesen rund 30 m über dem Kirchenfußboden liegenden Zugring erst nach Aufstellung des Gerüstes genommen werden konnten. Die zulässige Beanspruchung in dem Zugring wurde zu 850 kg/qcm gewählt. Um nicht zu unhandlichen Stücken zu kommen, ist jeder Winkel in jedem Seitenfeld des Zeltdaches gestoßen, und zwar sind alle Stöße versetzt angeordnet. Die 80 Stöße sind durch je 20 Stück einzöllige Schrauben hergestellt; zur Stoßdeckung dienen jeweils ein Winkelstien 130:130:12 mm und zwei Flachstien 150:10. Bei Berechnung der Schrauben wurden auf Abscheren 600 kg/qcm, auf Lochleibungsdruck 1200 kg/qcm zugelassen.

Die Ausbildung der Auflagerkonstruktion ist aus Abb. 11, S. 92 ersichtlich. Der Auflagerdruck auf den Fuß beträgt 24,12 t, was bei einer Druckfläche von 60:60 cm eine Beanspruchung des Mauerwerkes von 6,7 kg/qcm ergibt. Bei Größenänderungen des Zeltdaches infolge Temperaturschwankungen werden wagrechte Reibungskräfte auf das Mauerwerk übertragen, die in dem Mauerwerke ganz geringe unschädliche Ringspannungen erzeugen. Zur Verminderung dieser Reibungskräfte ist sowohl das Mauerwerk am Auflager als auch die Unterseite des Sparrenfußes je mit einem Eisenblech von 3 mm Stärke bekleidet, sodaß ein Gleiten möglich ist. Bei einer Temperatur-Er-



höhung von 20 bis 25° ergibt sich rechnerisch eine Verschiebung der Füße des Zeltdaches um rd. 0,5 cm und zwar ist diese Bewegung zunächst nach außen zu erwarten, da die Ausführung der Kuppel im Winter erfolgte. Damit nun das schwache Mauerwerk vor dem Sparrenfuß nicht hinausgedrückt wird, ist die lotrechte Mauerfläche mit einer Strohmatten von 2 cm Stärke bekleidet, wie man sie z. B. zum Abdecken von Gewächshäusern verwendet; über der Strohmatten liegt ein Eisenblech. Es entsteht so ein Polster, welches widerstandsfähig genug ist, um dagegen betonieren zu können, das sich aber leicht zusammenpreßt, wenn die Temperatur-Ausdehnung eintritt. Sonst ist die Mauernische mit Dachpappe umkleidet, um die Bewegung des Sparrenfußes nicht zu hindern.

Um den Horizontalschub der Sparren im Betrage von 46,5 t auf den innen liegenden Zugrings sicher zu übertragen, ist eine besondere Schuh-Konstruktion ausgebildet, gegen die sich die Sparren stützen (Abbildung 11). Der Schuh besteht aus 2 kräftigen, 50 cm langen, wagrechten Winkeleisen (a), welche hinten durch lotrechte Winkeleisen (b) versteift und auf zwei wagrechte Flacheisen 200 : 18 mm (c) aufgenietet sind, die an ihrem inneren Ende ebenfalls wagrechte Winkeleisen (d) tragen, mit welchen sie an dem Zugring angreifen und die Zugkraft in diesen überleiten. Diese eigenartige Schuhkonstruktion, durch die es ermöglicht wurde, den Zugring innerhalb der alten Mauerwerksflucht anzuordnen, ist in Abbild. 12, S. 92 in einer Ansichtsdarstellung dargestellt.

Was die eigentliche Bauausführung anbelangt, so war bei allen Anordnungen darauf Rücksicht zu nehmen, daß St. Blasien etwa 25 km von der nächsten Bahnstation entfernt liegt und nur auf sehr bergigen Straßen zu erreichen ist; kostet doch die Anfuhr für die Tonne etwa 13 M., d. i. etwa das Zehnfache des normalen Betrages. Da überdies die Bauarbeiten erst im August begonnen werden konnten, war damit zu rechnen, daß sie sich in den Winter hineinziehen würden, der in St. Blasien (Seehöhe 770 m) meist schon im November einsetzt. Es mußte also dafür gesorgt werden, daß sich die Bauarbeiten im Notfall ganz im Inneren der Kuppelkirche abspielen konnten.

An Materialien kamen für den Beton zur Verwen-

dung: Zement von Dyckerhoff & Söhne, Fluß-Sand aus der Alb und an Ort und Stelle aus Schwarzwald-Granit gequetschter Grus und Fein-Schotter, dem der beim Quetschen entstandene Sand nicht entzogen wurde. Bei einem Mischungs-Verhältnis von 1 Zement :  $1\frac{3}{4}$  Flußsand :  $3\frac{1}{4}$  Grus und Schotter ergab sich im Mittel eine Druckfestigkeit von 242 kg/qcm nach 28 Tagen, allerdings mit einem geringeren Wasserzusatz

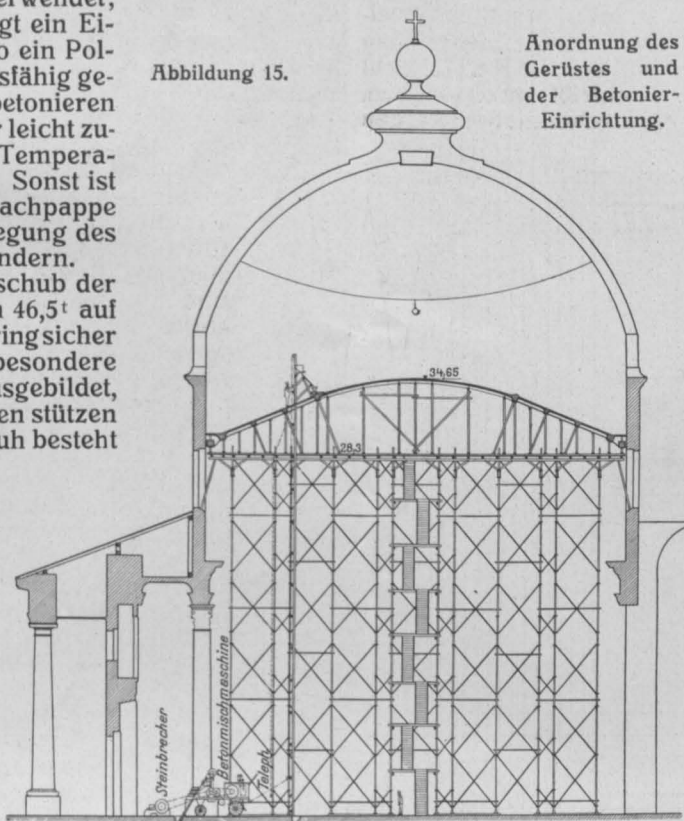
als er für die Ausführung des Eisenbetonbaues später zur Anwendung kam. Im ganzen waren für das Bauwerk nur rund 160 cbm Beton und 38 t Eisen erforderlich.

Besonders wichtig für die Ausführung war die Frage der Herstellung des 28 m hohen Untergerüsts, das eine Grundfläche von 860 qm überdeckt. Ursprünglich hatten wir ein hölzernes Turmgerüst vorgesehen, zufälligermaßen wir jedoch, daß eine badische Gerüstbau-Firma ein größeres eisernes Gerüst besaß, das früher zu Verputzarbeiten am Schlosse in Bruchsal und an der Jesuiten-Kirche in Mannheim verwendet worden war. Als tragendes Gerüst war es allerdings noch nicht benutzt worden, sondern nach Angabe des Eigentümers nur stellenweise mehrmals mit 800 bis 1000 kg/qm belastet gewesen. Nach eingehender Prüfung entschlossen wir uns jedoch zur Verwendung dieses Gerüsts mit Rücksicht auf die Schnelligkeit und Billigkeit der Ausführung.

Das Gerüst (Abbild. 13, S. 89) besteht aus 2,5–6 m langen Stahlrohren von 70 mm äußerem Durchm. und 3 mm Wandstärke. Die Stöße der aus diesen Rohren gebildeten Säulen erfolgten durch rd. 50 cm lange engere Rohre, die scharf in die Stahlrohre hineinpassen und

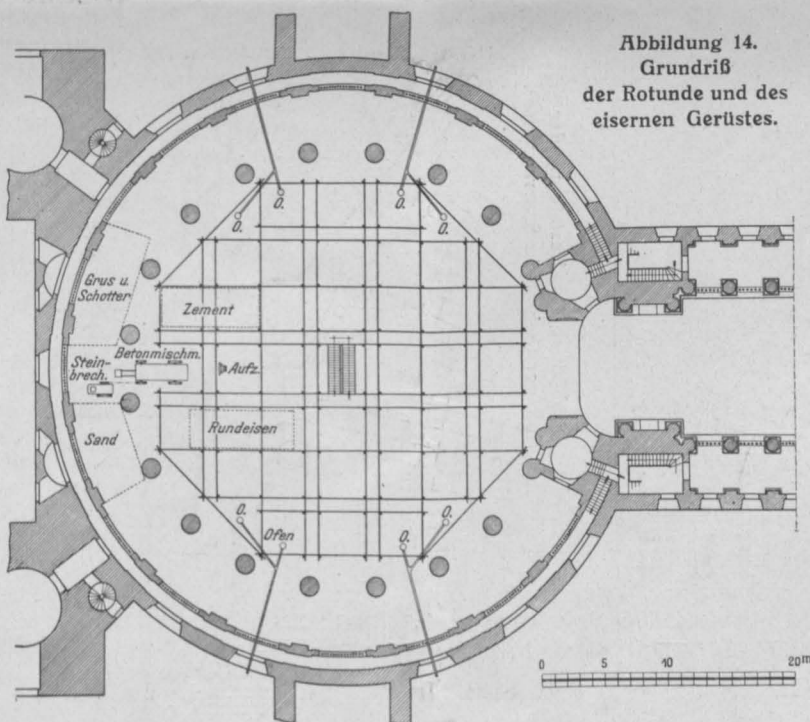
auf die in der Mitte ein etwa 12 cm hoher Bund von den Abmessungen der Stahlrohre aufgezogen ist, wodurch ein Zwischenstück zwischen zwei Stahlrohren gebildet wird. Der Querverband wird durch wagrecht und diagonal angeordnete Winkeleisen bewirkt, die durch Rohrschellen an die Säulen befestigt sind; die Füße der Säulen bilden gußeiserne Schuhe, die auf druckverteilenden Holzschwellen und Beton-Unterlagen aufruhen. Zum Tragen der oberen höl-

Abbildung 15.



Anordnung des Gerüsts und der Betoniereinrichtung.

Abbildung 14. Grundriß der Rotunde und des eisernen Gerüsts.



Säulen hin entlastet. Wenn auch die Säulen des Gerüsts für die auftretende Belastung von insgesamt  $750 \text{ kg/qm}$  sich rechnerisch als stark genug erwiesen

Armierung der Ringe u.  
Sparren des Zeltdaches.

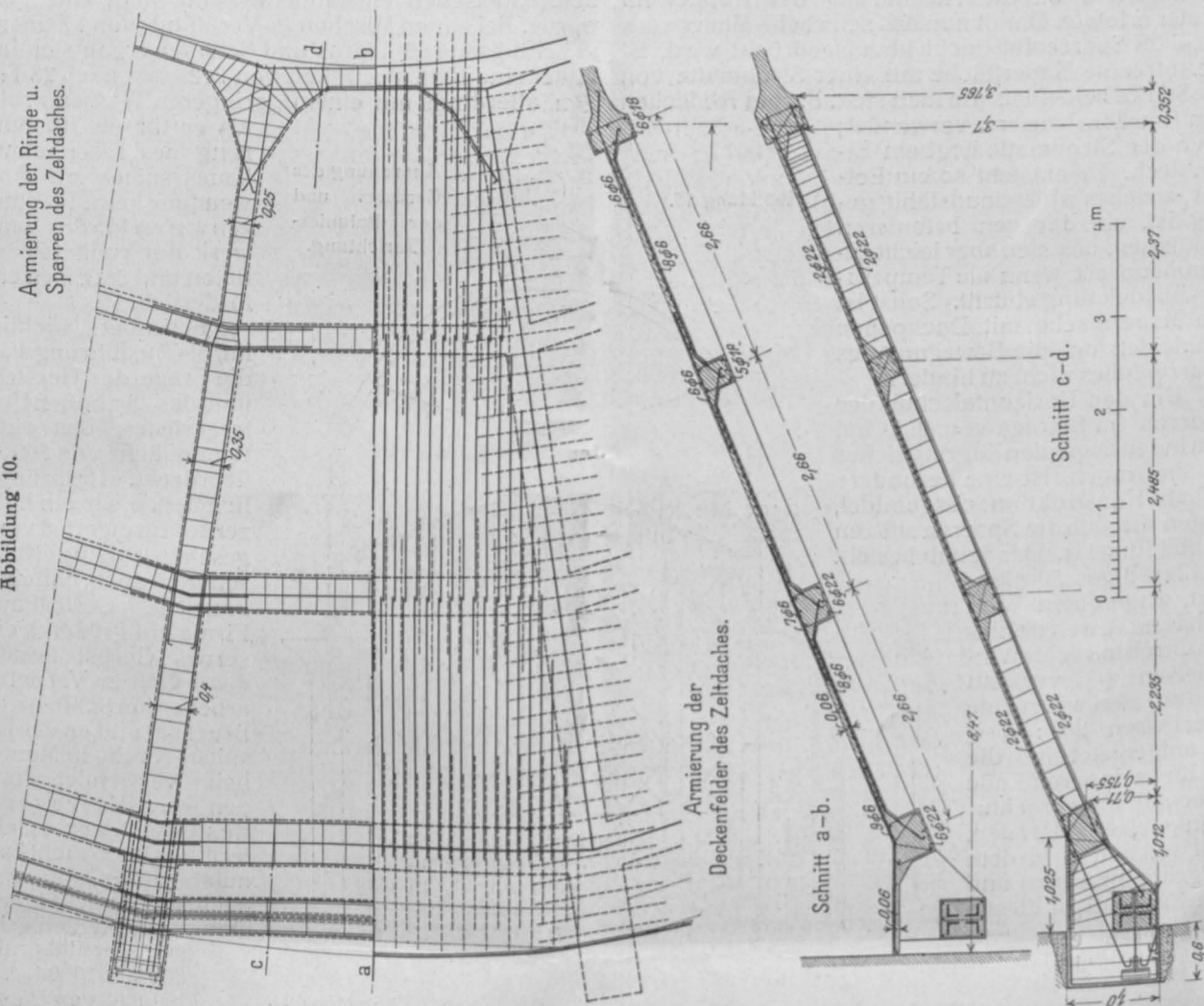


Abbildung 11. Ausbildung der Auflager (Schnitt in Sparrenachse).

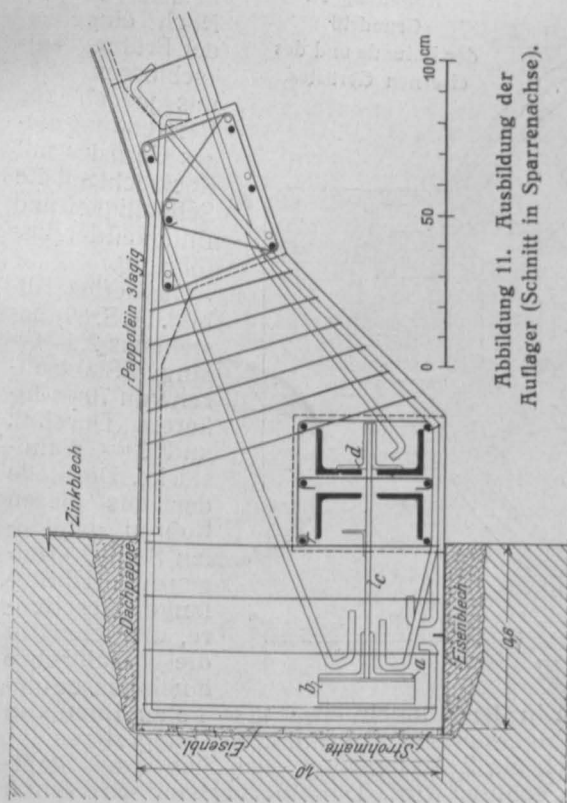


Abbildung 12. Ansicht des eisernen Schuhs der Zugring-Konstruktion.

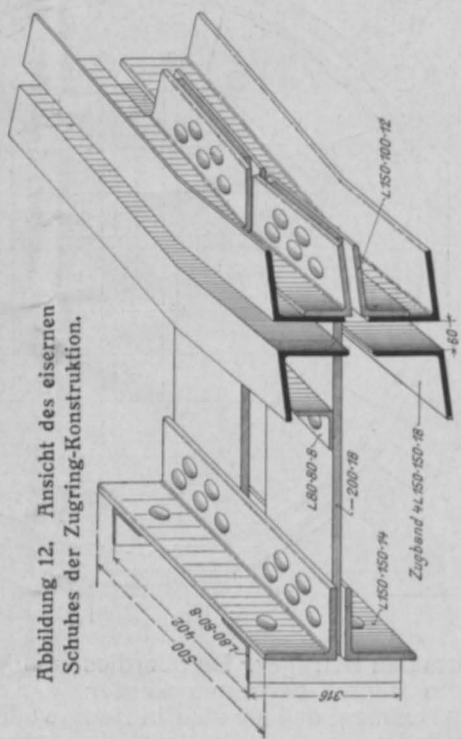
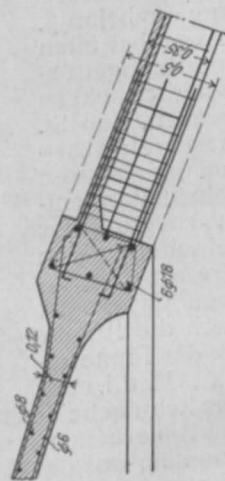


Abbildung 8.  
Meridianschnitt am  
Uebergang der  
Kugelhuppel in das  
Zeltdach.



und auch die Sicherheit gegen Ausknicken vorhanden war, so erschien dem Verfasser doch mit Rücksicht auf die zahlreichen Stöße in jeder Säule und auf die nicht gerade sehr konstruktiv ausgebildeten Querverbände



eine besondere Prüfung des Gerüsts geboten. Wir unterzogen das gesamte Gerüst einer Probelastung von 1200 kg/qm durch fortschreitendes Aufbringen der Belastung jeweils auf eine Fläche von etwa 25 qm. Als Belastungsmaterial wurden Zementsäcke verwendet, und es wurde dabei die auf dem betreffenden Flächenstück aufzubringende Last noch jeweils um die Beträge erhöht, welche der Lastanteilnahme der Nachbar-Säulen entsprachen. Es zeigten sich bei der Belastung Senkungen bis zu 2 cm, wovon etwa die Hälfte als elastisch wieder zurückging. Die ganze Probelastung hat nur fünf Tage in Anspruch genommen und nur rd. 200 M. gekostet. Sie gewährten nicht nur eine große Beruhigung, sondern hat auch eine höchst wünschenswerte Zusammenpressung des Gerüsts vor dem Betonieren erzeugt, sodaß sich

Einrichtung in das Innere der Kuppelkirche hinein verlegt werden mußte, wie aus Abbild. 14 und 15, S. 91 zu ersehen ist. Außerdem mußte die Kirche geheizt werden, da die Temperatur in St. Blasien schon im November unter 0° sank. Mit 8 gewöhnlichen Kano-

nen-Oefen gelanges, die Temperatur in Höhe des Zeltdaches gleichmäßig auf + 5° bis 7° C. zu erhalten. Bei dieser Temperatur wurden die eigentlichen Betonierungs-Arbeiten in der Zeit vom 6. bis 15. Dezember, also in 9 Arbeitstagen ausgeführt. Abbildung 16 zeigt die Einschalung des Zeltdaches, sowie die Bewehrung der Sparren und der oberen Kugelkuppel samt dem gewölbförmigen Anschluß dieser Kuppel an die Sparren. Darüber ist die Konstruktion der eisernen Kuppel erkennbar. Die fertige Eisenbeton-Konstruktion von oben gesehen gibt die

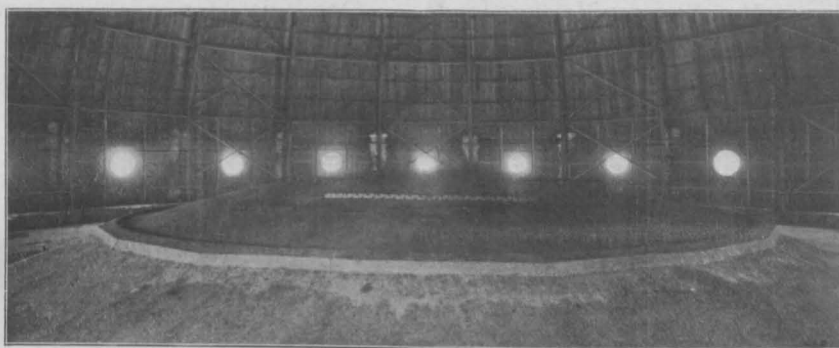


Abbildung 17. Blick in den oberen Kuppelraum.

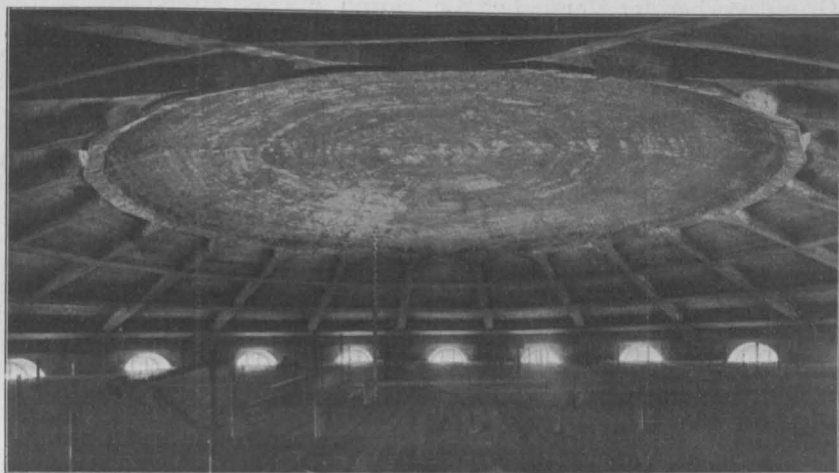


Abbildung 18. Blick unter die Kuppel vor Beseitigung der Rüstung.

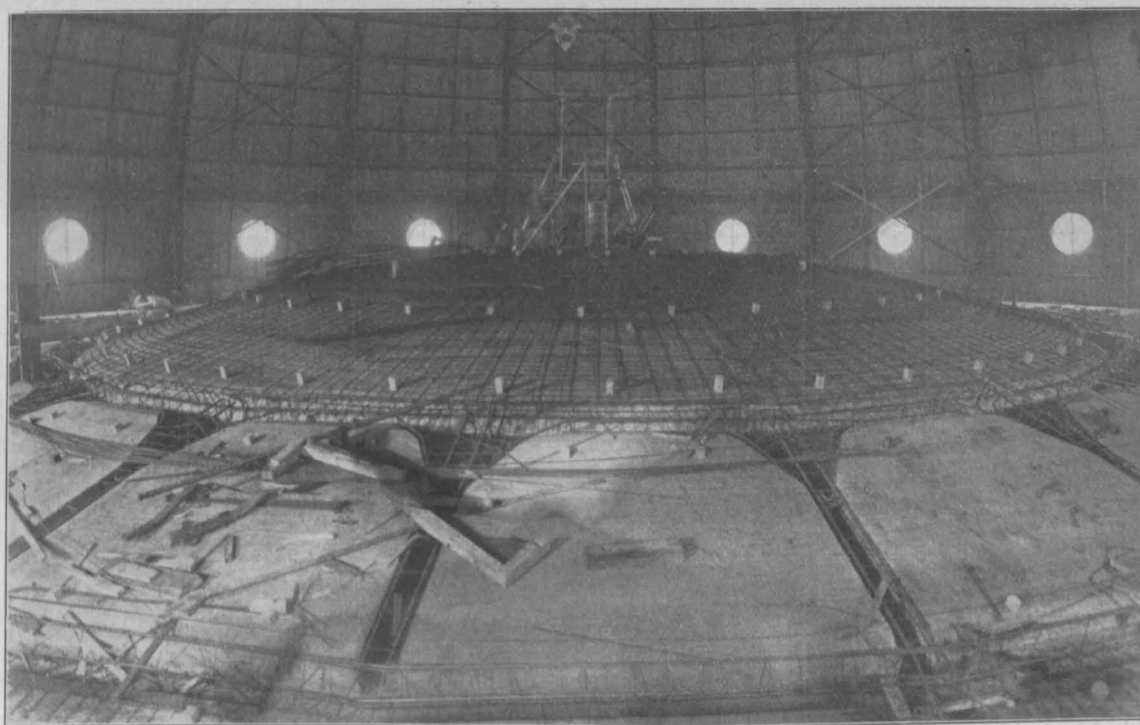


Abbildung 16. Kuppel während der Ausführung. Verlegung der Eiseneinlagen.

diese Maßregel auch anderwärts bei hohen Gerüsten empfehlen dürfte. Die Fertigstellung des Gerüsts hat sich wegen falscher Maßnahmen des Gerüstbauers leider um fast zwei Monate verzögert; es wurde erst Mitte November 1910 fertig, sodaß die ganze Bauplatz-

22. Juni 1912.

Abb. 17. Die Oberfläche wurde zum Schutz gegen herabtropfendes Schwitzwasser der äußeren Kuppel mit zwei Lagen Pappolëin abgedeckt, das Mittelstück über dem wertvollen Deckengemälde mit drei Lagen.

Die Heizung der Kirche mußte auch nach dem

Beendigen der Betonierungsarbeiten noch etwa drei Wochen fortgesetzt werden, da sonst die Gefahr bestand, daß sich das rund 30<sup>m</sup> hohe Gerüst bei sinkender Temperatur verkürzte und eine vorzeitige Ausrüstung der Konstruktion bewirkte. Später wurde diese Ueberlegung für das Ausrüsten der Kuppel verwertet, indem durch Abstellen der Heizung und Einlassen der Außenluft der Innenraum der Kirche um rund 10° abgekühlt wurde, sodaß durch die Verkürzung des Gerüsts die Ausrüstung des Zeltdaches eingeleitet wurde. Das eigentliche Ausrüsten geschah am 23. Januar 1910 mit 5½ Wochen Alter und ging dann sehr rasch und leicht von statten; es wurde dabei noch eine Senkung von 2<sup>mm</sup> beobachtet, während die Verkürzung des Gerüsts infolge des Abkühlens auf etwa 3—4<sup>mm</sup> zu schätzen ist.

Abbildung 18, S. 93, zeigt die Untersicht der fertigen Kuppel. Auf dem Bilde ist auch erkennbar, daß die Untersicht der mittleren Kuppel auffällig rau ist. Um nämlich zu erreichen, daß der doppelte Kalkverputz, auf den das kostbare Deckengemälde mit Kasëinfarben aufgetragen wurde, besonders sicher haftet, wurde, auf Grund vorheriger Versuche, die Schalung vor dem Betonieren dicht mit — sandfreiem — Granitgrus bestreut, der dann an der Unterfläche der Betonkonstruktion als rauher Ueberzug haften blieb und nach dem Ausschalen eine sehr rauhe, splittige und von Zement beinahe freie Fläche ergab, die einen vortrefflichen Träger für den Kalkverputz bildete. Im Frühjahr 1911 erfolgte die Herstellung der an die Eisenbeton-Konstruktion

angehängten reichen Zierkuppel aus Duro-Material, deren Gestaltung aus Abbildung 2 in No. 11 zu erkennen ist. Daran anschließend erhielt das gewölbte Mittelteil einen kostbaren Schmuck durch ein großes Deckengemälde, eine Marien-Himmelfahrt darstellend, ein Werk von Prof. Georgi in Karlsruhe.

Damit ist der mächtige Innenraum in seiner vollen Pracht wieder erstanden. Die interessante Eisenbeton-Konstruktion, die dazu wesentlich beigetragen hat, ist dem Beschauer freilich nicht mehr sichtbar. Vom Standpunkt des Eisenbeton-Fachmannes aus ist dies zu bedauern, da diese Konstruktion durch ihre flache Wölbung und durch ihre Spannweite alle bis jetzt ausgeführten Eisenbeton-Kuppeln übertrifft. An Spannweite wird sie allerdings bald durch die 67<sup>m</sup> weit gespannte Kuppel der Festhalle in Breslau überholt sein, die das Dresdener Haus der Firma Dyckerhoff & Widmann A.-G. zur Zeit ausführt.

Wichtiger jedoch als die Abmessungen erscheinen dem Verfasser bei der Eisenbetonkuppel von St. Blasien die konstruktiven Maßnahmen, durch die es ermöglicht wurde, die Eisenbeton-Konstruktion in das bestehende Bauwerk in schonender Weise einzufügen. Gerade der Umstand, daß der Eisenbetonbau hier an einer Aufgabe der Denkmalpflege mitzuarbeiten hatte, bot für den Eisenbeton-Ingenieur eine besonders reizvolle Aufgabe, und die Lösung einer solchen Aufgabe zeigt auch die Bildsamkeit und Anpassungsfähigkeit des Eisenbetons in besonders hellem Lichte. —

## Die Berechnung und Dimensionierung von einfach und doppelt armierten, auf Druck und Biegung beanspruchten Querschnitten.\*) Von Dr.-Ing. Johs. Thieme in Cöln-Sülz.

Bei der statischen Untersuchung von Eisenbeton-Querschnitten, die zugleich auf Druck und Biegung beansprucht werden, wird in Anlehnung an das Rechnungsbeispiel No. 10 der preußischen ministeriellen Vorschriften im allgemeinen von der Voraussetzung ausgegangen, daß der auf der Zugseite befindliche Beton als überhaupt nicht vorhanden angesehen wird, während die Bestimmung des § 15, doch verlangt, daß sämtliche Zugkräfte durch die Eiseneinlagen aufzunehmen sind.

Werden indes in dem auf der Zugseite befindlichen Beton zunächst Druckspannungen hervorgerufen, so können ihm auch Zugspannungen und zwar bis zur Höhe der Druckspannungen zugemutet werden, ohne daß in ihm eine wirkliche Zugkraft auftritt. Dieser Fall würde aber in Frage kommen, wenn ein bewehrter Querschnitt, außer durch ein Biegemoment noch durch eine Achsialkraft bzw. allein durch eine exzentrische Kraft angegriffen wird.

Ein beliebiger Querschnitt, der einer derartigen Belastung ausgesetzt ist, wird bekanntlich in der Weise behandelt, daß in seinem Schwerpunkt parallel der äußeren Kraft  $P$  zwei einander entgegengesetzt gerichtete Kräfte von der Größe der Kraft  $P$  angetragen werden. Die eine der letzteren ist der äußeren Kraft  $P$  gleich gerichtet und erzeugt eine über den ganzen Querschnitt gleichmäßig verteilte Druckspannung, die andere bildet mit der äußeren Kraft  $P$  zusammen ein Kräftepaar, das den Querschnitt auf reine Biegung in Anspruch nimmt. Die Grenzwerte der Spannungen erhält man dann durch Addition der aus der Achsialkraft erzeugten Druckspannungen und der durch die Biegung erzeugten Zug- bzw. Druckspannungen unter Beachtung der Vorzeichen.

Wird nun der auf der Zugseite befindliche Beton als überhaupt nicht vorhanden angesehen, so kommt auch für die Aufnahme der Druckspannungen aus der Achsialkraft nur der durch den Beton der Druckzone und die auf der Zugseite befindlichen Eiseneinlagen gebildete Querschnitt in Betracht, während sich in Wirklichkeit der auf der Zugseite befindliche Beton doch ebenfalls an der Aufnahme der Druckspannungen beteiligen würde.

Damit nun die im letzteren Falle auf der Zugseite erhaltenen Druckspannungen auf Null zurückgeführt werden, wird ein entsprechender Teil des durch das Kräftepaar  $P, P$  hervorgerufenen Momentes verbraucht, dessen Betrag sich aus den bekannten Beziehungen zwischen Trägheitsmoment, Spannung und Abstand der letzteren von der Nulllinie ergibt. Der dann noch verbleibende

Rest des Momentes wird als reines Biegemoment auf den Querschnitt einwirken und in den Eisen der Zugzone eine gewisse Zugspannung, in dem auf der Druckseite gelegenen Beton aber die entsprechende Druckspannung hervorrufen. Auf diese Weise wird dem Vorhandensein des Betons auf der Zugseite Rechnung getragen, zugleich aber auch gemäß den minist. Vorschriften die Aufnahme der Zugkräfte durch das Eisen allein bewirkt.

Handelt es sich nun nur um die Ermittlung der einem gewissen Belastungszustand entsprechenden Spannungen, so bietet die Berechnung nach Vorstehendem keinerlei Schwierigkeiten, wie durch Anwendung dieses Verfahrens auf das Rechnungsbeispiel No. 10 der preußischen Vorschriften gezeigt werden soll:

Der Inhalt des vollen Querschnittes ist  $F = 25^2 + 15 \cdot 4 \cdot 3,14 = 813 \text{ qcm}$ , das Trägheitsmoment ist  $I = \frac{25^4}{12} + 15 \cdot 4 \cdot 3,14 \cdot 9,5^2 = 49600 \text{ cm}^4$ . Es ergibt sich ferner  $\sigma_{b1} = -\frac{5000}{813} = -6,2 \text{ kg/qcm}$ , und entsprechend  $\sigma_{b2} = -6,2 \text{ kg/qcm}$ , bedingt durch ein Moment

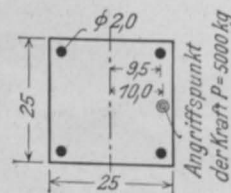


Abbildung 1.

$$M^0 = \frac{I \cdot 2 \cdot \sigma_{b2}}{h} = \frac{49600 \cdot 2 \cdot 6,2}{25} = 24600 \text{ kgcm.}$$

Dieses Moment kommt von dem ganzen durch die Exzentrizität  $e = 10 \text{ cm}$  verursachten Biegemoment  $M = 5000 \cdot 10 = 50000 \text{ kgcm}$  in Abzug, sodaß unter Ausschluß von Zugspannungen im Beton noch aufzunehmen bleiben  $M' = M - M^0 = 50000 - 24600 = 25400 \text{ kgcm}$ .

Es ist nun  $x' = \frac{25 \cdot \frac{x'^2}{2} + 4 \cdot 15 \cdot 3,14 \cdot 12,5}{25 x' + 4 \cdot 15 \cdot 3,14}$  und hieraus

$x' = 7,5 \left( -1 + \sqrt{\frac{188}{7,5^2} + 1} \right) = 8,1 \text{ cm}$ , das Trägheitsmoment

aber  $I' = \frac{25 \cdot 8,1^3}{3} + 2 \cdot 15 \cdot 3,14 (5,1^2 + 13,9^2) = 25100 \text{ cm}^4$ ,

daher  $\sigma_{b1} = \frac{25400}{25100} \cdot 8,1 = 8,2 \text{ kg/qcm}$

$\sigma_e = \frac{25400}{25100} \cdot 15 \cdot 13,9 = 210 \text{ kg/qcm.}$

Die ganze Beton-Druckspannung ergibt sich sonach zu  $\sigma_b = \sigma_{b1} + \sigma_{b2} + \sigma_{b3} = 6,2 + 6,2 + 8,2 = 20,6 \text{ kg/qcm.}$

\*) Anmerkung der Redaktion: Die Arbeit stammt bereits aus dem November vorigen Jahres, konnte aber wegen Raummangel nicht früher veröffentlicht werden.



Diese Betonbeanspruchung unterscheidet sich nur wenig von der in dem Beispiel der ministeriellen Vorschriften errechneten. Dagegen zeigt sich hinsichtlich der Eisenbeanspruchung ein erheblicher Unterschied zu ihren Ungunsten. Während diese in dem Beispiel der Vorschriften zu  $\sigma_e = 107 \text{ kg/qcm}$  ermittelt wurde, beläuft sie sich auf etwa das Doppelte, wenn man den in der Zugzone liegenden Beton zwar nicht für die Aufnahme von Zugbeanspruchungen heranzieht, seinem Vorhandensein aber doch sonst Rechnung trägt. —

Sollen dagegen — wie die Aufgabe häufig liegen wird — zu den durch konstruktive Verhältnisse gegebenen Abmessungen des Betons die erforderlichen Eisenquerschnitte festgestellt werden, so ist zunächst, da ohne besondere Schwierigkeiten angängig, der ungefähre Querschnitt der Zugeisen auszumitteln.

Man braucht hierzu einen angenäherten Wert  $M$  des Angriffsmomentes, das sich aus dem gegebenen Biegemoment  $M$  und dem durch den exzentrischen Angriff der Kraft  $N$  bedingten Moment  $M_N$  zusammensetzt. Da aber, bevor nicht die Lage der Nulllinie bekannt ist, die Exzentrizität  $e$  auch nicht genau angeben werden kann, muß es genügen, die letztere schätzungsweise einzuführen.

Man braucht ferner den angenäherten Abstand  $w$  der Mittelkraft aus den Druckspannungen von dem Schwerpunkt des Zugeisen-Querschnittes. Dieser Abstand ergibt sich bei der vollen Platte zu

- (1)  $w = h - a - \frac{x}{3}$ , bei dem Plattenbalken zu
- (2)  $w = h - a - (0,4 \text{ bis } 0,45) x$ .

Sobald also der Wert von

- (3)  $x = k_b \frac{h-a}{k_b + \frac{k_e}{n}}$
- ermittelt ist, erhält man
- (4)  $Z = \frac{M}{w}$  und hieraus
- (5)  $F_{ez} = \frac{Z}{k_e}$ .

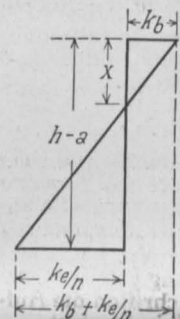


Abbildung 2.

Der Druckeisen-Querschnitt läßt sich dagegen nicht ohne weiteres angenähert feststellen; es bleibt daher nichts anderes übrig, als ihn zunächst vollständig zu vernachlässigen, was aber auch um so eher geschehen kann, als er nur einen geringen Bruchteil des Gesamtquerschnittes ausmacht.

Die durch die Achsialkraft verursachten, über den vollen Querschnitt  $F^0$  gleichmäßig verteilten Druckspannungen ergeben sich nun zu

- (6)  $\sigma_{b1} = \frac{N}{F^0}$ , das zu ihrer Beseitigung auf der Zugseite erforderliche Biegemoment, wenn  $I^0$  das Trägheitsmoment des Querschnittes  $F^0$  vorstellt, zu
- (7)  $M^0 = \frac{I^0}{h-a} \sigma_{b1}$ . Dieses Teilmoment bedingt auf der Druckseite eine zusätzliche Spannung

- (8)  $\sigma_{b2} = \sigma_{b1} \frac{x}{h-a}$ , sodaß, wenn  $k_b$  die ganze zulässige Beton-Druckbeanspruchung ist, noch zur Verfügung steht
- (9)  $k_b' = k_b - \sigma_{b1} - \sigma_{b2}$ .

Das noch verbleibende von dem Querschnitt unter Ausschaltung der Zugspannungen im Beton aufzunehmende Moment ergibt sich zu

- (10)  $M' = M - M^0 + M_N$ .

Das Moment aus der Normalkraft  $N$  und dem Abstand  $e$  von der Nullachse des Querschnittes  $F'$  ist

- (11)  $M_N = N \cdot e$ , und erhält, je nachdem es eine positive oder negative Durchbiegung des Balkens verursacht, ein positives bzw. negatives Vorzeichen. Im übrigen verfähre man wie in dem Falle, daß zu gegebenen Betonabmessungen und einem gewissen Moment der Eisenquerschnitt gesucht wird.

Handelt es sich um eine volle Platte oder ist mit der Möglichkeit zu rechnen, daß in dem Plattenbalken die Nullachse durch die Platte und nicht durch den Steg geht, so ermittle man zunächst den Koeffizienten  $r$  der Tabelle II der ministeriellen Vorschriften zu

- (12)  $r = (h-a) \sqrt{\frac{b}{M'}}$ , und suche in der Tabelle den ihm zugehörigen Wert von  $\sigma_{b3}$ . Ist dann  $\sigma_{b3} \leq k_b'$ , so wird sich die aus den Einzelbeanspruchungen  $\sigma_{b1}$ ,  $\sigma_{b2}$  und  $\sigma_{b3}$  zusammensetzende gesamte Beton-Druckspannung innerhalb der zulässigen halten, also

(13)  $\sigma_{b1} + \sigma_{b2} + \sigma_{b3} \leq k_b$  sein. Der ferner aus der genannten Tabelle sich ergebende Zugeisen-Querschnitt würde ohne weiteres der Dimensionierung zugrunde zu legen sein, wenn sich nicht etwa bei Vergleichung des ebenfalls aus der Tabelle zu entnehmenden Abstandes  $x$  mit der Stärke  $s$  der Platte im Plattenbalken herausstellt, daß die Nulllinie außerhalb der Platte zu liegen kommt. In diesem Fall würde dann zu verfahren sein, wie weiter unten angegeben wird.

Überschreitet dagegen die ermittelte Betonspannung  $\sigma_{b3}$  den noch zur Verfügung stehenden Betrag  $k_b'$ , so macht sich zu ihrer entsprechenden Herabminderung auf das zulässige Maß die Einlegung von Eisen in der Druckzone erforderlich.

Die Ermittlung des Querschnittes der Druckeisen hat wieder von den zur Verfügung stehenden größten Beton- bzw. Eisenbeanspruchungen auszugehen, indem zunächst der Abstand der ihnen entsprechenden Nulllinie von der Druckkante zu

$$(14) \quad x' = \frac{k_b'}{k_e + \frac{n}{k_b'}} (h-a) \text{ festgestellt wird.}$$

Man bildet dann unter Vernachlässigung der unbekannten Druckeisen den angenäherten Abstand der Mittelkraft aus den Druckspannungen zu

- (15)  $w' = h - a - \frac{x'}{3}$ , erhält hiermit die Zugkraft

$$(16) \quad Z' = \frac{M'}{w'}, \text{ bestimmt}$$

- (17)  $F_{ez}' = \frac{Z'}{k_e}$ , und bildet das statische

Moment des mit  $n$  vervielfachten Zugeisen-Querschnittes bzw. des nutzbaren Querschnittes der Zugzone, bezogen auf die Nullachse, zu

- (18)  $S_z' = n F_{ez}' (h-a-x')$ .

Da nun die Nullachse zugleich die Schwerachse des ganzen in Betracht kommenden Querschnittes vorstellt, so muß das auf sie bezogene Moment der Druckzone gleich demjenigen der Zugzone sein, also

- (19)  $S_d' = S_z'$ .

Wenn aber das statische Moment  $S_{db}$  des auf der Druckseite berücksichtigten Betonquerschnittes kleiner als das nach Gleichung 19 erforderliche Moment der Druckzone  $S_d'$  ist, so muß der noch fehlende Teil, nämlich

- (20)  $\Delta S_d' = S_d' - S_{db}$  von dem in die Druckzone einzulegenden mit  $n$  vervielfachten Eisenquerschnitt  $F_{ed}'$  aufgebracht werden.

- (21)  $\Delta S_d' = n F_{ed}' (x' - a')$ , hieraus aber
- (22)  $F_{ed}' = \frac{\Delta S_d'}{n (x' - a')}$ .

Das in vorstehender Gleichung (22) zur Darstellung gelangende Ergebnis wird im allgemeinen brauchbar sein, trotzdem es nur ein angenähertes ist.

Wenn nämlich der Abstand  $a' < \frac{x'}{3}$  ist, die Eisen also

zwischen dem Angriffspunkt der Mittelkraft aus den Beton-Druckspannungen und der Druckkante liegen, so wird sich der Angriffspunkt sämtlicher, in dem Beton und im Eisen hervorgerufener Spannungen, wenn auch nur in geringem Maße, nach den Eiseneinlagen zu verschieben. Hierdurch wird aber der Abstand  $w'$  entsprechend

vergrößert und so schließlich  $Z' = \frac{M'}{w'}$  geringer ausfallen, folglich auch  $F_{ez}'$  und  $S_z'$  kleiner werden. Weiter ergibt sich auch eine Verminderung der Differenz  $\Delta S_d'$  und somit auch des in der Druckzone vorzusehenden Eisenquerschnittes  $F_{ed}'$ .

Zumeist wird indes der Querschnitt der Druckeisen im Verhältnis zu dem des Druckbetons gering ausfallen; es kann daher auch nur eine geringfügige Änderung von  $w'$  und der hierdurch beeinflussten übrigen Größen — also auch von  $F_{ed}'$  — hervorgerufen werden. Mit Rücksicht auf anderweite und einflußreichere Vernachlässigungen dürfen aber diese Abweichungen der angenäherten Ergebnisse von den strenger zu berechnenden außer Acht bleiben.

Handelt es sich um einen Plattenbalken, bei dem die

Nulllinie durch den Steg geht, so ist zuerst ein geeigneter Wert für den Abstand der Mittelkräfte aus den Zug- und Druckspannungen mit

$$(23) \quad w' = h - a - (0,4 \text{ bis } 0,45) s \text{ einzuführen.}$$

Es wird dann wieder

$$(24) \quad Z' = D' = \frac{M'}{w'}, \text{ ermittelt, aus } Z' \text{ der Querschnitt der Zugsisen und aus } D' \text{ zunächst die mittlere Beanspruchung des Druckbetons}$$

$$(25) \quad \sigma_{bm}' = \frac{D'}{F_b'} = \frac{D'}{B \cdot s}, \text{ worin } B \text{ die statische Plattenbreite und } s \text{ die Plattenstärke.}$$

Die Kantenpressung im Beton ist dann nach Abbildg. 4

$$(26) \quad \sigma_{bs} = \left( \sigma_{bm}' + \frac{k_e}{n} \right) \frac{h-a}{h-a-\frac{s}{2}} - \frac{k_e}{n}.$$

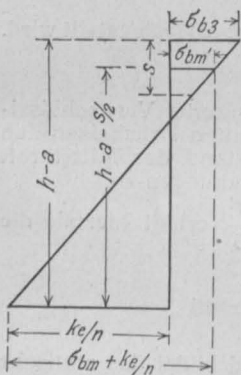


Abbildung 4.

nur auf den eigentlichen Plattenquerschnitt, nicht aber auf den im Steg liegenden Teil der Druckzone zu erstrecken haben. — An einem Beispiel sei der Rechnungsvorgang für einen Plattenbalken-Querschnitt vorgeführt.

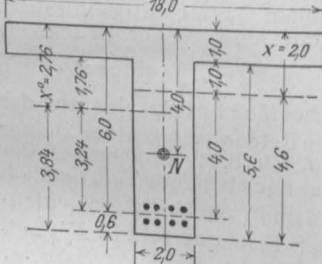


Abbildung 5.

und  $k_e = 100 \text{ t/qdm}$  ( $= 1000 \text{ kg/qcm}$ ) nicht überschritten, wohl aber möglichst erreicht werden.

Zur angenäherten Bestimmung von  $F_{ez}$  setze man die Exzentrizität schätzungsweise  $e = 1,0 \text{ dm}$ ; man erhält dann  $M = M - N \cdot e = 350 - 15 \cdot 1 = 335 \text{ tdm}$ ; mit  $m = 6,0 - 0,4 \cdot 1 = 5,6 \text{ dm}$  (s. Gl. 2) ergibt sich

$$Z = \frac{335}{5,6} = 60 \text{ t (s. Gl. 4) und } F_{ez} = \frac{60}{100} = 0,6 \text{ qdm (s. Gl. 5).}$$

Es berechnet sich dann

$$F^0 = 18 \cdot 1 + 5,6 \cdot 2 + 15 \cdot 0,6 = 38,2 \text{ qdm,}$$

$$x^0 = \frac{18 \cdot 1 \cdot 0,5 + 5,6 \cdot 2 \cdot 3,8 + 15 \cdot 0,6 \cdot 6,0}{38,2} = 2,76 \text{ dm (s. Abb. 5),}$$

$$\text{und man erhält } I^0 = \frac{1}{3} (18 \cdot 2,76^3 - 16 \cdot 1,76^3 + 2 \cdot 3,84^3) + 15 \cdot 0,6 \cdot 3,24^2 = 228,3 \text{ dm}^4.$$

Nach dem bisherigen ergibt sich

$$\sigma_{b1} = -\frac{15}{38,2} = -0,39 \text{ t/qdm (s. Gl. 6),}$$

$$\text{ferner } M^0 = \frac{228,3}{3,84} \cdot 0,39 = 23,2 \text{ tdm (s. Gl. 7),}$$

$$\text{und } \sigma_{b2} = -0,39 \cdot \frac{2,76}{3,84} = -0,28 \text{ t/qdm (nach Gl. 8).}$$

Es ist dann  $k_b' = 4,0 - 0,39 - 0,28 = 3,33 \text{ t/qdm}$  (siehe Gl. 9), die für das noch verbleibende Moment  $M'$  zur Verfügung stehende Betonspannung.

Ferner ist  $M_N = -15 \cdot 1,24 = -18,6 \text{ tdm}$  (n. Gl. 11) und verbleibt  $M' = 350 - 23,2 - 18,6 = 308 \text{ tdm}$  (s. Gl. 10).

Mit  $w' = 6,0 - 1 \cdot 0,4 = 5,6 \text{ dm}$  (s. Gl. 23) ergibt sich

$$Z' = D' = \frac{308}{5,6} = 55 \text{ t (s. Gl. 24), hieraus aber}$$

$$\sigma_{bm}' = \frac{55}{18 \cdot 1} = 3,06 \text{ t/qdm (s. Gl. 25)}$$

$$\text{und } \sigma_{bs} = \left( 3,06 + \frac{100}{15} \right) \frac{6,0}{6,0 - 0,5} - \frac{100}{15} = 3,95 \text{ t/qdm (s. Gl. 26).}$$

Dieser Betrag überschreitet aber die zur Verfügung stehende Druckspannung  $k_b' = 3,33 \text{ t/qdm}$ ; es muß daher die Druckzone durch Eiseneinlagen verstärkt werden.

Man bestimmt nunmehr den Abstand der Nulllinie zu

$$x' = \frac{3,33}{3,33 + 6,67} \cdot 6,0 = 2,0 \text{ dm (nach Gl. 14),}$$

ferner das statische Moment der Zugzone

$$S_z' = 15 \cdot 0,55 \cdot 4,0 = 33,0 \text{ dm}^3 \text{ (s. Gl. 18)}$$

und dasjenige der Platte der Druckzone  $S_{db}' = 18 \cdot 1 \cdot 1,5 = 27,0 \text{ dm}^3$ , sodaß noch aufzubringen ist, und zwar durch Druckeisen,  $\Delta S_d' = 33,0 - 27,0 = 6,0 \text{ dm}^3$  (s. Gl. 20).

Diesem statischen Moment entspricht

$$F_{ed}' = \frac{6,0}{15 \cdot 1,7} = \frac{3,53}{15} = 0,236 \text{ qdm (s. Gl. 22).}$$

Hiermit wäre die gestellte Aufgabe gelöst, wenn auch nur in Annäherung. Daß diese Annäherung aber gleichwohl brauchbare Werte liefert, soll durch eine Spannungsberechnung auf Grund der im Vorstehenden ermittelten Eisenquerschnitte gezeigt werden.

$$\begin{aligned} \text{Es ist} \\ F^0 &= 18 \cdot 1,0 + 5,6 \cdot 2 + 3,53 + 8,25 = 41,0 \text{ qdm,} \\ x^0 &= \frac{18 \cdot 1 \cdot 0,5 + 5,6 \cdot 2 \cdot 3,8 + 3,53 \cdot 0,3 + 8,25 \cdot 6,0}{41,0} = 2,5 \text{ dm,} \end{aligned}$$

$$I^0 = \frac{1}{3} [18 \cdot 2,5^3 - 16 \cdot 1,5^3 + 2,0 \cdot 4,1^3] + 3,53 \cdot 2,2^2 + 8,25 \cdot 3,5^2 = 239,6 \text{ dm}^4.$$

Hieraus erhält man

$$\begin{aligned} \sigma_{b1} &= -\frac{15,0}{41,0} = -0,37 \text{ t/qdm, } \sigma_{b2} = -0,37 \cdot \frac{2,5}{4,1} = -0,22 \text{ t/qdm,} \\ \sigma_{b1} + \sigma_{b2} &= -0,37 - 0,22 = -0,57 \text{ t/qdm.} \end{aligned}$$

Ferner ist

$$M^0 = 0,39 \cdot \frac{239,6}{4,1} = 22,8 \text{ tdm, } M_N = -15 \cdot 1,5 = -22,5 \text{ tdm,}$$

und bleibt sonach aufzunehmen

$$M' = 350 - 22,8 - 22,5 = 305 \text{ tdm.}$$

Für den Querschnitt unter Ausschuß des in der Zugzone liegenden Betons ist aber

$$x' = \frac{18 \cdot 0,5 + 3,53 \cdot 0,3 + 8,25 \cdot 6,0}{18 \cdot 1 + 3,53 + 8,25} = 2,0 \text{ dm,}$$

$$I' = \frac{1}{3} 18 (2,0^3 - 1,0^3) + 3,53 \cdot 1,7^2 + 8,25 \cdot 4,0^2 = 184,2 \text{ dm}^4,$$

$$\text{daher } \sigma_{b3} = -\frac{305}{184,2} \cdot 2 = -3,31 \text{ t/qdm,}$$

$$\sigma_e = -\frac{305}{184,2} \cdot 15 = +99,4 \text{ t/qdm.}$$

Die ganze Betondruckbeanspruchung ergibt sich also zu  $\sigma_b = -0,37 - 0,22 - 3,31 = -3,90 \text{ t/qdm}$ .

Im allgemeinen wird dieses Resultat, die nahezu vollkommene Ausnutzung der Zug- und Druckbeanspruchungen, genügen. Sollte indes unter besonders ungünstigen Umständen zum Zweck einer weiteren Verminderung des Druckeisen-Querschnittes ein noch besserer Ausschuß der wirklichen Betonbeanspruchung an die zulässige wünschenswert sein, so wird man die Rechnung wiederholen, indem ihr die durch die erste Annäherung festgestellten Querschnitte der Zug- und Druckeisen-Einlagen zugrunde gelegt werden.

Die ganze Aufgabe eignet sich übrigens auch zur graphischen Behandlung, auf welche hier jedoch nicht eingegangen werden soll. Eine spätere Arbeit wird über das zeichnerische Verfahren näheres bringen.

Inhalt: Eine Eisenbetonkuppel von 34 m Spannweite. (Schluß.) — Die Berechnung und Dimensionierung von einfach und doppelt armierten, auf Druck und Biegung beanspruchten Querschnitten.

Verlag der Deutschen Bauzeitung, G. m. b. H., in Berlin.  
Für die Redaktion verantwortlich: Fritz Eiselen in Berlin.  
Buchdruckerei Gustav Schenck Nachflg. P. M. Weber in Berlin.